

E. Probst
Vorlesungen
über Eisenbeton

Zweiter Band

Vorlesungen über Eisenbeton

Von

Dr.-Ing. E. Probst

ord. Professor an der technischen Hochschule in Karlsruhe

Zweiter Band

Anwendung der Theorie auf Beispiele im Hochbau, Brückenbau und Wasserbau — Grundlagen für die Berechnung und das Entwerfen von Eisenbetonbauten — Allgemeines über Vorbereitung und Verarbeitung von Eisenbeton — Richtlinien für Kostenermittlungen — Architektur im Eisenbeton — Amtliche Vorschriften

Mit 71 Textfiguren



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

1922

ISBN 978-3-662-22805-0 ISBN 978-3-662-24738-9 (eBook)
DOI 10.1007/978-3-662-24738-9

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung
in fremde Sprachen, vorbehalten.

Copyright 1922 bei Springer-Verlag Berlin Heidelberg
Ursprünglich erschienen bei Julius Springer in Berlin 1922.
Softcover reprint of the hardcover 2nd edition 1922

Vorwort.

Der vorliegende zweite Band meiner „Vorlesungen“ baut sich auf die Ergebnisse des ersten Bandes auf. Was dort an wissenschaftlichen Untersuchungen, Theorie und Erfahrungen der Praxis zusammengefaßt ist, bildet die Grundlage für die Anwendung, wie sie hier an einigen Beispielen gezeigt werden soll.

Nach dem in der Einleitung zum ersten Bande Gesagten müssen wir im Eisenbetonbau andere Wege gehen als z. B. im Eisenbau. Dementsprechend war der Verfasser bemüht, für die statischen Berechnungen diejenigen Wege zu suchen, die am einfachsten zum Ziele führen, nach dem Grundsatz, daß der kürzeste und einfachste Weg zugleich der wissenschaftlichste und wirtschaftlichste ist.

Leider gibt es bisher nur wenige Untersuchungen an größeren im Bau befindlichen oder ausgeführten Bauwerken, die uns den Abstand vor Augen führen könnten, der sich zwischen den Ergebnissen der üblichen und brauchbaren Theorien der Berechnungen und den in der Konstruktion wirklich auftretenden Formänderungen und Spannungen ergibt. Es bleibt der wissenschaftlichen Forschung vorbehalten, auf diesem Gebiete dasjenige nachzuholen, was noch fehlt.

Bei der Auswahl der Beispiele hat der Verfasser Wert darauf gelegt, aus dem reichen Anwendungsgebiete des Eisenbetons einige der häufigst vorkommenden auszusuchen, in dem Bestreben, Ausführungen und Methoden zu wählen, die sich bewährt haben. Diese Beispiele sollen weder ein Schema für einzelne Bautypen bilden, noch ein Sammelwerk von der Art eines Handbuches ersetzen. Sie sind als Leitfaden gedacht, der den Leser in die Methode und in den Aufbau des Entwurfes einführen soll. Dementsprechend werden bei den statischen Berechnungen, insbesondere bei der Bestimmung der auftretenden Spannungen in den Querschnitten und deren Bemessung verschiedene Wege besprochen, die einen Vergleich über die Zweckmäßigkeit der Anwendbarkeit bei den verschiedenen Fällen erleichtern sollen.

Von diesen Gesichtspunkten geleitet, wurden die einzelnen Beispiele unabhängig von amtlichen Vorschriften durchgearbeitet, wie sie am Schluß im Anhang I abgedruckt sind.

Die Einteilung des zweiten Bandes erfolgte nach den drei großen Gruppen der Anwendungen im Hochbau, Brückenbau und Wasserbau. Der Grundbau wird im Zusammenhang mit den Bauwerken behandelt.

Von der Wiederholung der in Taschenbüchern enthaltenen Tabellen oder anderen Zusammenstellungen ist im allgemeinen abgesehen worden. Wo diese angewendet werden, wird im besonderen darauf verwiesen, wo sie zu finden sind.

Der Krieg hat die Herausgabe des zweiten Bandes verzögert. Nach fünfjähriger Abwesenheit von jeder Berufsarbeit mußte der Verfasser das vorhandene Material neu sichten und neue Erfahrungen berücksichtigen. Einige Beispiele, die schon vorher durchgearbeitet waren, mußten ausgetauscht und durch andere ersetzt werden.

Bei der Durcharbeitung der einzelnen Beispiele hat mich mein damaliger Assistent, Herr Ingenieur Oscar Triebfürst, wesentlich unterstützt, und ich möchte ihm an dieser Stelle herzlichst danken.

Ferner will ich es nicht unterlassen, der Verlagsbuchhandlung Julius Springer für das bewiesene Entgegenkommen und die vorzügliche Ausstattung des Werkes meinen wärmsten Dank auszusprechen.

Der Verfasser ist sich bewußt, in diesem Buche nicht alle diejenigen Erfahrungen einzuschließen, die tägliche Beobachtungen beim Bau bringen und überläßt diese Arbeit berufeneren Fachleuten aus der ausführenden Praxis. Der Zweck dieses Buches ist, dem jungen Konstrukteur eine wissenschaftliche Grundlage zu geben, auf der er in der Praxis aufbauen soll. Es soll ihm helfen, nicht kritiklos an Überkommenem und Veraltetem vorüberzugehen.

Karlsruhe i. B., im Frühjahr 1922.

Der Verfasser.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Vorwort	III
Einleitung	1

Erster Abschnitt: A. Eisenbeton im Hochbau.

I. Konstruktion eines Wohn- und Geschäftshauses	8
1. Konstruktion und Berechnung der Decken	9
a) Berechnung der Plattenquerschnitte in der Feldmitte	13
b) Berechnung des Deckenzuges D_{27} bis D_{31}	17
c) Berechnung der Plattenquerschnitte über den Unterzügen	20
d) Berechnung der Schubspannungen	24
2. Allgemeines über Decken im Hochbau	26
3. Konstruktion und Berechnung der Unterzüge	36
a) Querschnittsbemessung der Unterzüge	44
b) Bestimmung der schrägen Eiseneinlagen	55
c) Allgemeines über Querschnittsbildung und Verteilung der Unterzüge	58
4. Berechnung der Stützen	59
Allgemeines über Querschnittsbildung und Verteilung der Stützen	66
5. Berechnung der Rahmen über dem 1. Stockwerk	73
a) Statische Berechnung des Rahmens als „zweistieliger“ Rahmen mit Fußgelenken	75
b) Ermittlung der Belastungen	83
c) Statische Berechnung des an den Füßen eingespannten zwei-stieligen Rahmens	90
d) Ermittlung der Querkräfte	105
e) Querschnittsbemessungen und Spannungsnachweise	108
f) Gründung der Rahmenpfosten	131
Richtlinien für den Entwurf	143
II. Trägerlose, nach mehreren Richtungen bewehrte Eisenbeton-platten	147
1. Die Berechnung der trägerlosen Decken	154
2. Ein Beispiel für die Berechnung eines Hochbaues mit trägerlosen Decken	166
III. Entwurf einer Wagenhalle	181
a) Berechnung der Dachhaut	181
b) Berechnung der Hauptbinder	188
c) Querschnittsbemessungen bei einem Innenbinder	193

	Seite
IV. Silobauten	199
1. Konstruktion und Berechnung eines Zellensilos	199
a) Berechnung der Silozellen	199
b) Ermittlung der Momente mit Hilfe der Zuglinie	210
c) Berechnung der Eckzelle (mit zwei gewölbten Außenwänden)	215
d) Querschnittsbemessung und Spannungsnachweis	218
e) Berechnung der Auslauftrichter	221
f) Berechnung der Säulen	225
g) Berechnung der Fundamentplatte	229
2. Großräumige Silos	237
3. Silos mit schrägen Taschen	238
Rückschlüsse	240
V. Gründungen	244
1. Einzelfundamente unter Stützen und Pfeilern	245
a) Fundament einer nur durch zentrische Druckkraft beanspruchten Säule	245
b) Fundament einer am Fuße eingespannten Säule	246
2. Fundamentgurte	248
3. Fundamentplatten	250
a) Bankett eines Kesselhauses	250
b) Gründung auf Schlamm Boden	252
4. Gründungen mittels Pfählen aus Beton oder Eisenbeton	255
Bemerkenswerte Literatur	257

Zweiter Abschnitt: B. Eisenbeton im Brückenbau.

I. Eisenbetonbalkenbrücken	269
1. Fall: Statische Untersuchung der kontinuierlichen Brückenträger	269
a) Berechnung der Fahrbahnplatte	269
b) Berechnung der Hauptlängsträger	272
c) Bemessung der charakteristischen Querschnitte	278
d) Ermittlung der Querkraftlinie für das dritte Feld	280
e) Berechnung der Schubspannungen und der schrägen Eisen	283
f) Ermittlung der Stützendrücke	285
2. Fall: Berechnung der Balkenbrücke als Gerberträger	287
a) Ermittlung der Momente	288
b) Ermittlung der Querkräfte	291
c) Bemessung charakteristischer Querschnitte und Spannungsnachweise	292
d) Ermittlung der Maximalmomente für Randträger	300
e) Spannungsermittlung der Randträger	302
3. Ausbildung der Lager und der Pfeiler	307
4. Berechnung der Pfeiler	309
II. Rahmenbrücken	313
1. Beispiel eines einfachen Zweigelenkrahmens	314
a) Berechnung der Fahrbahnplatte	314
b) Bemessung der Hauptträger	315
c) Berechnung der Schubspannungen und der schrägen Eisen	318
d) Berechnung der Rahmenpfosten, Widerlager und Fundamente	319
2. Zweistielige Rahmenbrücke mit Kragarmen	322
a) Berechnung der Momente für ständige Last	329

Inhaltsverzeichnis.

VII

	Seite
b) Berechnung der Größtwerte für die Momente bei Verkehrsbelastung	331
c) Ermittlung der Querkräfte	336
d) Bemessung einiger charakteristischer Querschnitte	339
e) Die Berechnungen der Schubspannungen und der schrägen Eisen	342
f) Berücksichtigung der Nebeneinflüsse.	343
g) Bemessung eines Randbinders	345
Zusammenfassung und Richtlinien für den Entwurf	347
3. Mehrstielige Rahmenbrücke	349
a) Rechnungsabschnitt I	
Graphische Ermittlung der Balkenfixpunkte	350
b) Rechnungsabschnitt II	362
c) Ermittlung der Größtwerte der Momente, Horizontalschübe und Querkräfte	375
d) Querschnittsbemessung und Spannungsnachweis	390
e) Berechnung der Schubspannungen	393
f) Berechnung eines Randträgers	397
g) Berücksichtigung des Wärmeeinflusses	400
h) Berechnung der Joche	402
Zusammenfassung	414
III. Bogenbrücken	416
1. Dreigelenkbogen	416
a) Ermittlung der Normalkräfte	416
b) Spannungsuntersuchung für verschiedene Querschnitte	425
c) Graphische Ermittlung der Spannungen	429
d) Analytische Ermittlung der Spannungen	430
e) Berechnung der Schubspannungen	432
f) Untersuchung der Widerlager	433
2. Berechnung eines eingespannten Bogens	437
a) Graphische Ermittlung der Einflußordinaten für die statisch unbestimmten Größen	437
b) Rechnerische Ermittlung der Einflußordinaten für die statisch unbestimmten Größen	442
c) Ermittlung der Einflußlinien für die Momente verschiedener Querschnitte	446
d) Ermittlung der Querschnittskräfte und der Spannungen	449
e) Statische Untersuchung der Widerlager	464
Zusammenfassung	466
Angaben über einige bemerkenswerte Bogenbrücken	469
IV. Querschnittsbemessung bei Eisenbahnbrücken	472
1. Balkenbrücke, durchlaufend über 3 Öffnungen	473
2. Eisenbetonbogenbrücke mit volldurchgehendem Gewölbe	479
Literatur	481

Dritter Abschnitt: C. Eisenbeton im Wasserbau.

I. Untersuchung einer Druckluftsenkkammer	490
II. Dücker und Druckrohrleitungen	505
1. Untersuchung eines Dückers	506
a) Berechnung der Querschnittskräfte infolge verschiedener Belastungen	507
b) Querschnittsbemessung und Spannungsuntersuchung	511

VIII

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
2. Untersuchung eines Druckrohres	514
Zusammenfassung	522
III. Stützmauern und Ufermauern	524
1. Eisenbetonstützwand als Winkelstützmauer	524
2. Betonstützmauer mit Eisenbewehrung	528
3. Ufermauer aus Eisenbeton auf Eisenbetonpfählen	532
Zusammenfassung	538
IV. Schleusen	539
1. Untersuchung einer Kammerschleuse	540
2. Beispiel einer Spar- und Schachtschleuse	555
3. Beispiel einer Kanalbrücke	566

Vierter Abschnitt: D. Allgemeines.

I. Herstellung und Verarbeitung von Beton und Eisenbeton	568
1. Mischungsverhältnis und Materialbedarf	568
2. Mischen und Verarbeiten von Beton	572
3. Schalungen und Leegerüste	583
II. Trennungs- und Dehnungsfugen	588
III. Richtlinien für Massen- und Kostenberechnungen von Eisenbetonbauten	594
IV. Eisenbetonbau und Architektur	601

Anhang I: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton (13. I. 1916)	606
Teil I: Allgemeine Vorschriften	606
„ II: Leitsätze für die statische Berechnung	613
„ III: Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton	622
„ IV: Bestimmungen für ebene Steindecken bei Hochbauten	628

Anhang II: Vorschriften der Stadt New York für den Entwurf von trägerlosen Decken (vom August 1920)	631
---	-----

Anhang III: Querschnitte und Gewichte von Rundeisen	638
---	-----

Sachregister	639
------------------------	-----

Einleitung.

Bei der Auswahl von Beispielen aus dem Anwendungsgebiete des Eisenbetons muß man sich von vornherein auf diejenigen typischen Beispiele beschränken, die in der Konstruktion und in der Einzelausbildung nicht den Bauwerken aus Eisen oder Holz nachgeahmt sind. Wenn man z. B. ein Fachwerk aus Eisenbeton herstellt oder einen Dachbinder nach der Form eiserner oder hölzerner Binder ausbildet, wird man sich nicht wundern dürfen, wenn die Ergebnisse der statischen Berechnungen durch die Tatsachen in Widerspruch gesetzt werden. Allein die Annahme reibungsloser Gelenke, wie bei Eisenkonstruktionen, wird im Eisenbeton nur mehr oder minder grobe Näherungsberechnungen zulassen. Betrachtet man jedoch eine für den Eisenbetonbau typische Konstruktion, wie dies bei einem Rahmen der Fall ist, so wird man Voraussetzungen machen können, die der Wirklichkeit besser entsprechen und deshalb werden die Ergebnisse mit der Wirklichkeit besser in Einklang zu bringen sein.

Es liegt nahe, die Unterschiede zwischen den Entwürfen von Eisenbetonbauten im Vergleich mit Eisenbauten zu untersuchen.

Grundsätzlich wird immer darauf zu achten sein, daß man im Eisenbau mit der Ausnutzung von Elastizität und Festigkeit eines fabrikmäßig nahezu vollkommen herstellbaren Materials bis zum äußersten gehen darf. Dagegen wird man im Eisenbetonbau, wo die Herstellung des Materials gleichzeitig mit dem Bau erfolgt, die dadurch bedingten Unvollkommenheiten des Materials berücksichtigen müssen. Wie im ersten Bande gezeigt wurde, hängt die Güte des Betons von sehr vielen Faktoren ab, und man wird daher schon beim Entwurf von einer vollkommenen Ausnutzung von Elastizität und Festigkeit des Materials absehen müssen.

Man darf nicht vergessen, daß die bei Eisenbetonbauten auftretenden ungünstigsten Formänderungen und Spannungen von der Art der Verarbeitung des Materials im Bauwerke abhängig sind. Je größer das Bauwerk, je länger die Herstellungsdauer ist, desto größer werden die Unterschiede sein gegenüber den aus den Berechnungen sich ergebenden Formänderungen und Spannungen.

Demgegenüber muß hervorgehoben werden, daß bei Eisenbauten die aus der Berechnung sich ergebenden Formänderungen und Spannungen sich von den wirklich auftretenden nur soweit unterscheiden, als es durch den Genauigkeitsgrad der Berechnungen und der dabei zu machenden Voraussetzungen bedingt ist, da man auf das Material bei der Ausführung des Bauwerks keinerlei Einfluß hat.

Daraus folgt, daß man im Eisenbau berechtigt und in sehr vielen Fällen auch in der Lage ist, auf eine Verfeinerung der statischen Berechnungen hinzustreben.

Diese Verfeinerung auch im Eisenbetonbau zu erstreben, ist nach dem vorher Gesagten nicht am Platze. Vielmehr muß es unser Bestreben sein, die Berechnungen bei Eisenbetonbauten weitgehendst zu vereinfachen, nicht nur weil es sich meist um Näherungsberechnungen handelt, sondern weil den zahlenmäßigen Ergebnissen nicht die Bedeutung zukommt, wie bei der Berechnung von Eisenbauten. Im Eisenbetonbau wird es weit wichtiger sein, die Berechnungsergebnisse richtig bewerten und den Abstand zwischen den wirklich auftretenden und den bei der Berechnung sich ergebenden Spannungen richtig abzuschätzen zu lernen.

Sonach haben statische Berechnungen bei Eisenbetonbauten einen ganz anderen Sinn als bei Eisenbauten.

Der Zweck jeder statischen Berechnung ist, die Sicherheit der Konstruktion nachzuweisen. Der einfachste Weg, der zum Ziele führt, ist der wissenschaftlichste. Das mathematische Kleid, das manchmal den statischen Berechnungen im Eisenbetonbau mitgegeben wird, darf nicht überschätzt werden, aus dem einfachen Grunde, weil es sich immer um mehr oder minder gute Näherungsberechnungen handelt. Dies wurde schon im ersten Bande an den einfachsten Beispielen gezeigt und soll des Näheren noch an den in den folgenden Kapiteln durchgearbeiteten Anwendungsbeispielen erläutert werden.

Ein weiterer Unterschied zwischen den Entwürfen von Eisen- und Eisenbetonbauten besteht darin, daß die Wirtschaftlichkeit unter sonst gleichen Bedingungen für die Bewertung von Material- und Arbeitskosten bei Eisenbauten nur von einem Material abhängig ist. Beim Eisenbetonbau hängt die Wirtschaftlichkeit eines Bauwerks in erster Linie von den Kosten zweier voneinander wesentlich verschiedener Materialien, Zement und Eisen, ab. Sie kann bei ein und demselben Bauwerk einmal vom Zement, das andere Mal vom Eisen abhängen, je nachdem sich deren Kosten gegeneinander verschieben.

Bei der Beurteilung der Wirtschaftlichkeit hat man bei Eisenbauten noch die Unterhaltungskosten zu berücksichtigen, während bei richtig entworfenen Eisenbetonbauten Unterhaltungskosten nicht in Betracht zu ziehen sind. Über die Lebensdauer von Eisenbetonbauten

bestehen bisher nur Vermutungen, da die Erfahrungen sich nur über wenige Jahrzehnte erstrecken. Ihre Erhaltung ist von der Güte des Entwurfs und der Ausführung abhängig. Wo diese einwandfrei sind, kommen Unterhaltungskosten praktisch nicht in Frage. Dagegen sind bei Eisenbauten Vorkehrungen gegen die Rostgefahr notwendig, sei es durch rostschützende Anstriche, die in gewissen Zeitabständen wiederholt werden müssen, sei es durch Auswechslung einzelner Teile. Beides ist mit wiederkehrenden Kosten verbunden, die bei dem Entwurf entsprechend berücksichtigt werden müssen.

Im Gegensatz zu Eisenbauten müssen Entwurf und Ausführung eines Eisenbetonbaues in derselben Hand vereinigt sein. Jeder Entwurf und jede noch so sorgfältig durchgeführte statische Berechnung wird wertlos, wenn der Konstrukteur keine Möglichkeit hat, die Beschaffung und die Verarbeitung des Materials zu überwachen. Im Zusammenhange damit sei auch darauf verwiesen, daß jede noch so sorgfältig durchgeführte Prüfung einer statischen Berechnung von Eisenbetonbauten wertlos ist, wenn damit nicht eine Beaufsichtigung der Bauausführung Hand in Hand geht.

Die vorstehend angeführten grundsätzlichen Unterschiede zeigen schon, daß man bei Eisenbetonbauten ganz andere Wege zu gehen hat als bei Eisenbauten. Hier liegt das Schwergewicht in einer möglichst genau durchgeführten statischen Berechnung, und die Ausführung des Bauwerks muß sich vollkommen dem Entwurf anpassen. Im Eisenbetonbau muß sich die statische Berechnung auf den Nachweis der Tragsicherheit beschränken — mit je einfacheren Mitteln, desto wirtschaftlicher —, und der Entwurf hat sich im übrigen der Ausführung des Bauwerks anzupassen, die sowohl die Voraussetzungen wie die Ergebnisse der statischen Berechnung ändern kann.

Bevor man an den Entwurf eines Eisenbetonbaues geht, muß der besondere Zweck des Bauwerks ins Auge gefaßt werden, nach dem sich die Zusammensetzung, das Mischungsverhältnis des Betons und die Lage der Eisen einerseits, andererseits die besonderen konstruktiven Vorkehrungen zu richten haben.

Bei Hochbauten wird man je nach dem Zweck einmal auf besondere Rostsicherheit, das andere Mal auf einen erhöhten Grad von Feuersicherheit oder Schallsicherheit zu achten haben. Während man in beiden erstgenannten Fällen auf eine genügende Einbettungstiefe der Eisen und eine möglichst große Dichtigkeit des Betons zu sehen haben wird, wird man eine erhöhte Schallsicherheit durch konstruktive Vorkehrungen zu erreichen suchen.

Um einen genügenden Schutz gegen Wärme und Kälte zu erhalten, wird man wie bei der Erhöhung der Schallsicherheit u. a. hohle Konstruktionsteile und keine allzu fetten Betonmischungen wählen müssen.

Im Brückenbau wird man zu beachten haben, daß die Eisen und das Betonmaterial andere Bedingungen zu erfüllen haben, je nachdem es sich um Straßenbrücken oder um Eisenbahnbrücken handelt. Die Erschütterungen, Stöße und wiederholten Beanspruchungen durch die Eisenbahnfahrzeuge erfordern eine andere Ausbildung und zulässige Beanspruchung der Eiseneinlagen als dies bei gewöhnlichen Straßenbrücken der Fall ist.

Brücken über Eisenbahnen und Tunnelbauten erfordern besondere Vorkehrungen gegen den Einfluß der rostbildenden Substanzen der Rauchgase der Lokomotiven.

Im Wasserbau wird man zu unterscheiden haben, ob es sich um Bauwerke im Süß- oder Seewasser handelt, ob sie ständig im Wasser oder wechselnden Wasserständen ausgesetzt sind. Danach werden die Lage der Eisen, die Mischung des Betons und eventuelle Zusätze zu wählen sein.

Bei Beton- oder Eisenbetonbauten im Grundwasser wird die chemische Zusammensetzung des Wassers auf die Wahl der Konstruktion, des Mischungsverhältnisses und der Zusammensetzung des Betons von größtem Einfluß sein.

Handelt es sich um Eisenbetonbauten besonderer Art, wie größere Behälter, Lagerräume für flüssige oder feste Stoffe irgendwelcher Art, so wird man vorerst zu prüfen haben, ob eine direkte Berührung mit dem Beton ohne schädliche Einwirkung bleibt, und durch welche besonderen Vorkehrungen im Entwurf zerstörende Wirkungen vermieden werden können.

Diese wenigen Hinweise zeigen schon einige grundsätzliche Unterschiede, die bei verschiedenen Eisenbetonbauten je nach ihrem Zweck zu beachten sein werden, ehe man an die Ausarbeitung des Entwurfs schreitet.

Der Entwurf selbst hat nachfolgende Bedingungen zu erfüllen:

1. Die Tragsicherheit oder Standfestigkeit muß gewährleistet sein.
2. Es muß der Nachweis erbracht werden, daß gar keine Risse im Beton auftreten bei Bauwerken, die vollkommen rissfrei sein müssen, oder daß nur die aus wissenschaftlichen Untersuchungen als unschädlich erkannten ganz feinen Risse auftreten, die bei allen Bauwerken zulässig sind, bei denen keine Rostgefahr vorliegt. Letzteres ist der Fall bei gewöhnlichen Hochbauten, die nur der Atmosphäre ausgesetzt sind. Von einem Bauwerk, das konzentrierten rostbildenden Substanzen ausgesetzt ist, wie es z. B. die Rauchgase sind, wird man verlangen müssen, daß es vollkommen rissfrei ist.

Die Forderung, daß gar keine Risse auftreten, ist gleichbedeutend mit dem Nachweis, daß in keinem Querschnitt die Zugspannungen des Betons ein bestimmtes Maß überschreiten.

Bei Bauwerken, die nicht rissfrei sein müssen, wird der Nachweis für bestimmte zulässige Zugspannungen im Beton nicht notwendig sein. Man spricht dann von einer Berechnung „unter Vernachlässigung der Zugspannungen des Betons“.

3. Weder Beton noch Eiseneinlagen dürfen in irgendeinem Querschnitt die zulässigen Spannungen überschreiten. Diese müssen bei jedem Bauwerk je nach den vorhandenen oder erreichbaren Zuschlagmaterialien und Bindemitteln bestimmt werden.

4. Die Kosten des gesamten Bauwerks müssen ein Minimum werden. Danach müssen auch die Konstruktionselemente gewählt werden, sofern sie nicht von vornherein festliegen.

Die Erfüllung dieser Bedingung erfordert größte Wirtschaftlichkeit bei der Entwurfsbearbeitung, Sparsamkeit an Material und Arbeit und größte Sorgfalt bei der Ausführung des Bauwerks.

Unabhängig von den besonderen Zwecken, denen ein Bauwerk dienen soll, sind bei allen Eisenbetonbauten die Erfüllung gewisser, gemeinsamer Grundsätze zu verlangen, die zur Erhöhung der Sicherheit und der Wirtschaftlichkeit notwendig sind. In erster Linie werden wir uns in Zukunft mehr als es bisher der Fall war, mit der Vorbereitung und der Verarbeitung des Betons zu befassen haben. So befremdend es auch klingen mag, sei es ausgesprochen, daß man dieser wichtigen Frage bisher viel zu wenig Beachtung geschenkt hat. Die Forderungen nach einer möglichst hohen Elastizität und Festigkeit auf der einen und einer möglichst hohen Dichtigkeit auf der anderen Seite, können nur erfüllt werden, wenn systematische Untersuchungen über die Zusammensetzung und Verteilung der Korngrößen des Zuschlagmaterials, die zweckmäßigsten Mischungsverhältnisse und die notwendigen Wasserzusätze durchgeführt werden. Wir wissen, daß eine Betonmischung mit größerem Zementgehalt eine größere Elastizität und Festigkeit gibt als eine magere Betonmischung bei Verwendung derselben Mischbestandteile. Wir wissen ferner, daß einer größeren Dichtigkeit eine größere Festigkeit entspricht. Diese Erkenntnisse führten zu der unwirtschaftlichen Folgerung, daß wir mehr Zement denjenigen Betonmischungen zusetzten, von denen wir höhere Festigkeiten verlangten, ohne zu untersuchen, ob wir nicht auf anderen Wegen zum Ziele kommen könnten. Der Frage, welchen Einfluß die Mischdauer auf die elastischen Eigenschaften des Betons hat, haben wir bisher zu wenig Aufmerksamkeit geschenkt. Dasselbe gilt von dem Einfluß der Verschiedenheit der Korngrößen und der Eigenfestigkeit des Zuschlagmaterials. Neue Forschungen zeigen, daß eine entsprechende Auswahl der Korngrößen, eine entsprechende Mischdauer zur Erzielung einer hohen Elastizität und Dichtigkeit des Betons

vorteilhafter sind als ein Überschuß von Zement, besonders wenn er nicht genügend verarbeitet ist.

Es gibt Bauwerke, bei denen eine sehr hohe Festigkeit des Betons, andere, bei denen nur eine sehr große Dichtigkeit ohne große Festigkeit verlangt wird. Wenn es auch richtig ist, daß mit einem hohen Grad von Dichtigkeit auch eine größere Elastizität und Festigkeit erzielt wird, so darf man nicht übersehen, daß man große Dichtigkeit durch andere Mittel, als nur durch reiche Zementzusätze erzielen kann, wobei allerdings die Festigkeit geringer werden kann. Ferner kann man durch Zuschlagmaterial mit hohen Eigenfestigkeiten und entsprechendem Wasserzusatz große Festigkeit auch bei Sparsamkeit mit Zement erreichen.

Vielfach ist es in der Praxis üblich, zur Erzielung großer Wasserdichtigkeit sehr fette Betonmischungen oder Mörtel zu verwenden, ohne zu bedenken, daß diese gewisse Nachteile haben, die sich störend bemerkbar machen müssen.

Unser Bestreben muß ferner danach gerichtet sein, mit natürlichen Mitteln ohne Füllmaterial oder Zusatzmaterial irgendwelcher Art dem Beton diejenigen Eigenschaften zu geben, die ihn widerstandsfähiger gegen mechanische und chemische Einwirkungen machen.

Für die Vorbereitung der Eiseneinlagen sollte der Grundsatz streng eingehalten werden, daß Eisen nur dorthin zu legen sind, wo sie aus statischen und anderen Gründen unbedingt erforderlich sind. Ihre Verteilung über die einzelnen Querschnitte und ihre Gestaltung innerhalb der Konstruktionselemente ist auf Grund der Ergebnisse der wissenschaftlichen Forschung einwandfrei festgelegt, die uns auch lehren, wo ein Mehr an Eiseneinlagen von Nachteil sein kann. Daraus ergibt sich auch der geringste Kostenaufwand.

Zur Erzielung einer größeren Wirtschaftlichkeit müssen wir uns auch bestreben, bei größeren Bauwerken mit sehr vielen gleichartigen Konstruktionselementen, deren Eiseneinlagen fabrikmäßig vorzubereiten, um an Arbeitskosten zu sparen.

Vom Standpunkte der Wirtschaftlichkeit wird man in Zukunft der Vorbereitung und Verarbeitung der Schalungen eine erhöhte Aufmerksamkeit zuwenden müssen. Wir werden nach Vereinfachungen suchen müssen und nach Ersatz einzelner bisher nur aus Holz hergestellter Teile durch Eisen oder anderes Material, damit der unverhältnismäßig hohe Verbrauch und Verschnitt an Holz verringert und die Kosten dadurch verkleinert werden. Die Vorbereitung der Schalungen soll so sorgfältig erfolgen, daß in der Regel ein Nacharbeiten am Beton unterbleiben kann.

Bei allen größeren Bauwerken aus Beton oder Eisenbeton ist schließlich dafür zu sorgen, daß die durch das Schwinden und durch die ver-

schiedenen Jahrestemperaturen hervorgerufenen Längenänderungen nicht schädliche Wirkungen auslösen. Es müssen Maßnahmen getroffen werden, die diese Wirkungen ganz oder zum größten Teile aufzuheben in der Lage sind.

Die vorstehenden einleitenden Betrachtungen mußten vorausgeschickt werden, um den grundsätzlichen Aufbau des Buches darzulegen. Wie die hier vorgebrachten Gesichtspunkte bei den gewählten Beispielen aus dem Anwendungsgebiete des Eisenbetons berücksichtigt werden, soll in den nachfolgenden Kapiteln gezeigt werden.

Der Inhalt gliedert sich derart, daß zuerst an verschiedenen Beispielen die Berechnungen und die konstruktiven Einzelheiten durchgeführt werden. Daran reihen sich die Besprechung der allen Eisenbetonbauten gemeinsamen Aufgaben, wie die Vorbereitung und Verarbeitung der Schalungen und Eiseneinlagen, die Verarbeitung des Betons und dessen Prüfung, die Anordnung von Dehnungsfugen bei verschiedenen Bauwerken u. a. m.

Da man aus Fehlern und schlechten Erfahrungen oft mehr lernen kann als aus guten Beispielen, werden an einer Reihe von fehlerhaften Ausführungen deren Ursachen besprochen.

Ein besonderes Kapitel gibt Anhaltspunkte für Kostenberechnungen von Eisenbetonbauten, aber nicht ein Schema für Kostenberechnungen. Die Ermittlung der Kosten von Eisenbetonbauten hängt von sehr vielen veränderlichen Einzelheiten ab, deren Prüfung nur dann einwandfrei erfolgen kann, wenn sie den besonderen Verhältnissen bei jedem einzelnen Bauwerk angepaßt werden. Diese Aufgabe soll durch die Besprechung der Grundlagen für Kostenberechnungen erleichtert werden.

Den Schluß des Buches bildet die Besprechung von verschiedenen behördlichen Vorschriften für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetonbauten.

Erster Abschnitt.

A. Eisenbeton im Hochbau.

I. Konstruktion eines Wohn- und Geschäftshauses.

Aus der Reihe der zahlreichen möglichen Aufgaben sei ein Fall herausgehoben, der im Hochbau sehr häufig vorkommt. Es sollen Berechnung und konstruktive Durchbildungen an einem durch Grundrisse und Schnitte dargestellten Geschäfts- und Wohnhaus¹⁾ in allen Einzelheiten durchgearbeitet werden. Hierbei sei vorerst angenommen, daß die ganze Tragkonstruktion bis auf den tragfähigen Boden aus Eisenbeton auszuführen sei und die Wahl der Konstruktionshöhen der Träger und der Stärke der Stützen dem Ermessen des Konstrukteurs überlassen ist. Er ist dadurch in der Lage, wirtschaftlicher zu arbeiten als in dem häufig vorkommenden Falle, daß z. B. für die Wahl der Trägerhöhen, deren Anordnung und Auflagerung Beschränkungen auferlegt sind. (Auch diese Fälle sollen im Rahmen des Beispiels besprochen werden.)

Es handelt sich um einen Bau mit vier Stockwerken, wo die Eisenbetontragkonstruktionen zu einem sogenannten Stockwerksrahmenbau vereinigt sind.

Die Anordnung der Stützen, die Verteilung der Hauptunterzüge und der auf den Nebenunterzügen liegenden Deckenplatten (kurz „Decken“ oder „Platten“) sind aus den auf S. 68 u. f. dargestellten Grundrissen zu ersehen. Dabei ist auf die Lage der Treppen, der Zwischenmauern usw. Rücksicht genommen.

Unterzüge und Stützen bilden das Rückgrat der Konstruktion, dem sie das Gepräge geben und bilden den Stockwerksrahmen, der in den Schnitten Fig. 8a und b besonders hervorgehoben ist. Durch diese erfolgt die Übertragung der Kräfte auf die Fundamente.

Die Gliederung der Konstruktion erfolgte in dem vorliegenden Beispiel nach folgenden Gesichtspunkten: Die Stockwerksrahmen wurden nach der kleineren Breite angeordnet. Die zur Aufnahme der Deckenplatten und zur Verbindung der Stockwerksrahmen notwendigen Unterzüge liegen in

¹⁾ Nach einem ausgeführten Entwurf des Verfassers.

der Richtung der längeren Seite und sichern mit den Decken die Stabilität des Gebäudes in der Richtung quer zu den Stockwerksrahmen.

Decken, Unterzüge, Stützen (oder Säulen) bilden die Konstruktionselemente, die im Nachfolgenden nacheinander besprochen werden sollen.

1. Konstruktion und Berechnung der Decken.

Durch die Herstellung der Decken gemeinschaftlich mit den sie tragenden Unterzügen entstehen allseitig eingespannte rechteckige Platten. Man nimmt für die Berechnung an, daß es sich um durchlaufende Träger handelt, die auf den Nebenunterzügen aufliegen, eine Annahme, die dem wirklichen Einspannungsgrad über den Auflagern nicht Rechnung trägt.

Betrachtet man einen im Grundriß des III. Stockwerks eingezeichneten beliebigen Deckenzug D_{27} bis D_{31} (Fig. 1 a), so würde man es mit einem über fünf Felder durchgehenden Träger zu tun haben.

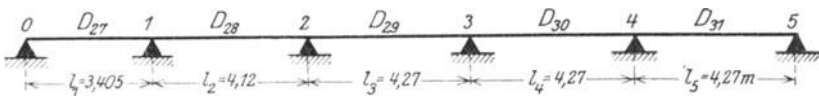


Fig. 1 a.

Als Stützweite wird die Entfernung der Mittellinien der Unterzüge angenommen, was ebensowenig zutrifft, wie die Annahme eines auf der ganzen Länge des Trägers unveränderlichen Trägheitsmomentes.

Sonach gibt bei den gemachten Annahmen die Bestimmung der Momente und Querkräfte mit Hilfe der Theorie der kontinuierlichen Träger nur eine Näherung, weshalb man seit langem Vereinfachungen vorgenommen hat, die rascher zum Ziele führen und auch nicht schlechtere Ergebnisse liefern.

Ein Beispiel, in welcher Weise Vereinfachungen gemacht werden, bieten die amtlichen Bestimmungen für Eisenbetonbauten (s. letztes Kapitel). Diese nehmen bei annähernd gleichen Feldweiten für die Momente nachfolgende Werte an:

$$M_1 \text{ (Feldmitte der Endfelder)} = \frac{ql^2}{11} = 0,091ql^2 = \alpha_1 ql^2;$$

$$M_2 \text{ (Feldmitte der Mittelfelder)} = \frac{ql^2}{14} = 0,075ql^2 = \alpha_2 ql^2;$$

$$M_3 \text{ (über den Rippen)} = -\frac{1}{8} ql^2 = -0,125 ql^2 = \alpha_3 ql^2.$$

Hierbei ist $q = g + p$ kg/lf.d. m (Belastung aus Eigengewicht und Nutzlast).

Berechnet man zum Vergleich die Momente für Träger über unendlich vielen Stützen mit gleichen Feldweiten bei den ungünstigsten Belastungen, so erhält man:

**Momente und Auflagerkräfte für Träger über
unendlich viele Felder.**

	$M = (\alpha g + \beta p)l^2$						$A = Q(\gamma g + \delta p)l$		
	Einfluß von g		Einfluß von p				Einfluß von g		Einfluß von p
	α		$+\beta$		$-\beta$		γ	$+\delta$	$-\delta$
Stütze 0	0	0	0	0	0	0	0,3943	0,4472	0,0529
Feld 1	$+ 0,0774 \left(\frac{1}{12,92}\right)$		$0,0996 \left(\frac{1}{10,04}\right)$		$0,0222 \left(\frac{1}{45,05}\right)$				
Stütze 1	$- 0,1057 \left(\frac{1}{9,46}\right)$		$0,0141 \left(\frac{1}{70,92}\right)$		$0,1198 \left(\frac{1}{8,35}\right)$		1,1340	1,2189	0,0849
Feld 2	$+ 0,0339 \left(\frac{1}{29,5}\right)$		$0,0793 \left(\frac{1}{12,61}\right)$		$0,0454 \left(\frac{1}{22,03}\right)$				
Stütze 2	$- 0,0774 \left(\frac{1}{12,92}\right)$		$0,0331 \left(\frac{1}{30,21}\right)$		$0,1105 \left(\frac{1}{9,05}\right)$		0,9641	1,1628	0,1987
Feld 3	$+ 0,0439 \left(\frac{1}{22,78}\right)$		$0,0844 \left(\frac{1}{11,85}\right)$		$0,0405 \left(\frac{1}{24,69}\right)$				
Stütze 3	$- 0,0849 \left(\frac{1}{11,78}\right)$		$0,0297 \left(\frac{1}{33,67}\right)$		$0,1146 \left(\frac{1}{8,73}\right)$		1,0096	1,1877	0,1781
Feld 4	$+ 0,0411 \left(\frac{1}{24,33}\right)$		$0,0830 \left(\frac{1}{12,04}\right)$		$0,0419 \left(\frac{1}{23,89}\right)$				
Stütze 4	$- 0,0829 \left(\frac{1}{12,06}\right)$		$0,0307 \left(\frac{1}{32,57}\right)$		$0,1136 \left(\frac{1}{8,80}\right)$		1,9974	1,1817	0,1843
Feld 5	$+ 0,0418 \left(\frac{1}{23,92}\right)$		$0,0834 \left(\frac{1}{11,99}\right)$		$0,0416 \left(\frac{1}{24,04}\right)$				
Stütze 5	$- 0,0835 \left(\frac{1}{11,98}\right)$		$0,0304 \left(\frac{1}{32,89}\right)$		$0,1139 \left(\frac{1}{8,78}\right)$		1,0007	1,1834	0,1827
Feld ∞	$+ 0,0417 \left(\frac{1}{23,98}\right)$		$0,0833 \left(\frac{1}{12,01}\right)$		$0,0417 \left(\frac{1}{23,98}\right)$				
Stütze ∞	$- 0,0833 \left(\frac{1}{12,01}\right)$		$0,0305 \left(\frac{1}{32,82}\right)$		$0,1138 \left(\frac{1}{8,79}\right)$		1,0000	1,1830	0,1830

Die Größtmomente sind bei verschiedenen Verhält-

$\frac{q}{g} =$	1	2	3
Endfelder . . ${}_1M_m =$	$+ 0,0774 \left(\frac{1}{12,92}\right)$	$+ 0,0885 \left(\frac{1}{11,30}\right)$	$+ 0,0922 \left(\frac{1}{10,85}\right)$
Mittelfelder . . ${}_2M_m =$	$+ 0,0417 \left(\frac{1}{23,98}\right)$	$+ 0,0625 \left(\frac{1}{16}\right)$ $- 0,0001 \left(-\frac{1}{1000}\right)$	$+ 0,0696 \left(\frac{1}{14,31}\right)$ $- 0,0139 \left(-\frac{1}{71,94}\right)$
Mittelstützen . $M_{st} =$	$0,0833 \left(\frac{1}{12,01}\right)$	$0,0986 \left(\frac{1}{10,14}\right)$	$0,1036 \left(\frac{1}{9,65}\right)$

Hieraus ergibt sich für die ungünstigsten Momente bei Vergleichung der Ergebnisse der Berechnung nach der Theorie der durchlaufenden Träger mit den vorher aufgeführten Vereinfachungen:

Für die Endfelder eine ziemlich gute Übereinstimmung, nicht aber für die Mittelfelder. Außerdem berücksichtigen die Vereinfachungen die möglichen negativen Feldmomente gar nicht (was allerdings bei großem Eigengewicht im Verhältnis zur Nutzlast unterbleiben kann). Die Stützmente nach der Theorie der durchlaufenden Träger sind immer kleiner.

Es ist gar nicht auffallend, daß die Theorie der durchlaufenden Träger keine befriedigenden Ergebnisse liefert, da sie die vorhandene Einspannung an den Auflagern nicht genügend berücksichtigt.

Man wird in jedem besonderen Fall prüfen müssen, wie die Koeffizienten α zu ändern sind, je nach dem Grad der Einspannung, der nachgewiesen werden kann.

Bei dünnen Platten und geringer Entfernung der diese tragenden Unterzüge wird sich die Auflagerung der vollen Einspannung nähern. Diese wird um so vollkommener, je größer der Widerstand ist, den die Unterzüge der Verdrehung durch die Platten entgegenzusetzen.

Andererseits ist sowohl bei Platten wie bei Unterzügen durch Versuche dieselbe Wirkung wie bei kontinuierlichen Trägern festgestellt worden, d. i. die ent- und belastende Wirkung der dem belasteten Felde folgenden Felder.

Je größer das Verhältnis der Breite der als Auflager dienenden Unterzüge zur Spannweite der Decke ist, je steifer die Verbindung der Decke mit den Unterzügen, desto größer wird der Grad der Einspannung sein. Dementsprechend werden sich nicht nur die Feldmomente, auch die Stärke der Platten und der Querschnitt der Eisenlagen verringern. Einer gleichzeitigen Vergrößerung der Stütz-

nissen von Gesamtbelastung (g) zu Eigenbelastungen (g).

4	5	10	∞
+ 0,0941, $\left(\frac{1}{10,62}\right)$	+ 0,0953 $\left(\frac{1}{10,49}\right)$	+ 0,0973 $\left(\frac{1}{10,28}\right)$	+ 0,0996 $q l^2 \left(\frac{1}{10,04}\right)$
+ 0,028 $\left(\frac{1}{35,71}\right)$	- 0,0022 $\left(\frac{1}{455}\right)$	- 0,0122 $\left(\frac{1}{81,7}\right)$	- 0,0222 „ $\left(\frac{1}{45,05}\right)$
+ 0,0731 $\left(\frac{1}{13,68}\right)$	+ 0,0750 $\left(\frac{1}{13,33}\right)$	+ 0,0792 $\left(\frac{1}{12,63}\right)$	+ 0,0833 „ $\left(\frac{1}{12,01}\right)$
- 0,0207 $\left(\frac{1}{48,31}\right)$	- 0,0251 $\left(\frac{1}{39,84}\right)$	- 0,0333 $\left(\frac{1}{30,03}\right)$	- 0,0417 „ $\left(\frac{1}{23,93}\right)$
0,1061 $\left(\frac{1}{9,43}\right)$	0,1078 $\left(\frac{1}{9,27}\right)$	0,1107 $\left(\frac{1}{9,03}\right)$	0,1138 „ $\left(\frac{1}{8,79}\right)$

momente kann durch eine Verstärkung der Platten beim Anschluß an die Unterzüge Rechnung getragen werden.

Bei Berücksichtigung der kontinuierlichen Wirkung muß man beachten, daß das Verhältnis der Größe der Stützenmomente zu den Feldmomenten abhängig ist einerseits von dem Verhältnis der Feldweiten (ob gleich große oder ungleiche Felder) und von dem Verhältnis der ruhenden Belastung g (Eigengewicht, Estrich, Putz und fest eingebaute Maschinen) zur veränderlichen Last (Nutzlast) p .

Bezeichnet q die Gesamtbelastung, so wird

$g \simeq q$ ($p = 0$) in dem Fall, wo der ganze Raum mit Maschinen belastet und nur wenig Platz für Menschenbelastung ist;

$g = p = \frac{q}{2}$ (bei Nutzlasten $p = 250$ kg/qm und kleineren Spannweiten);

$g = \frac{q}{4}$ und $p = \frac{3q}{4}$ (für sehr hohe Nutzlasten).

Die Untersuchung dieser drei Fälle für drei und mehr gleiche oder ungleiche Feldweiten bei gleichförmiger Belastung ergibt für die größten Momente

in den Endfeldern zwischen	$\frac{ql^2}{10,5}$	bis	$\frac{ql^2}{13}$	
„ „ Mittelfeldern	$\frac{ql^2}{14,5}$	„	$\frac{ql^2}{40}$	für die positiven M
„ „ „	$-\frac{ql^2}{22,4}$	„	$-\frac{ql^2}{32}$	für die negativen M
über den Stützen	$-\frac{ql^2}{8}$	„	$-\frac{ql^2}{10}$	an Endfeldern
„ „ „	$-\frac{ql^2}{10,2}$	„	$-\frac{ql^2}{14}$	zwischen Mittelfeldern.

Vergleicht man die Momente in den Endfeldern mit denjenigen für halbeingespannte Träger:

$$\text{Größtes Feldmoment} = + \frac{ql^2}{14,2}; \quad \text{Stützenmoment} = - \frac{ql^2}{18,3}$$

und die Momente in den Mittelfeldern mit denjenigen vollkommen eingespannter Träger:

$$\text{Größtes Feldmoment} = + \frac{ql^2}{24}; \quad \text{Stützenmoment} = - \frac{ql^2}{12},$$

so folgt daraus, daß man die positiven Momente für die Mittelfelder keinesfalls kleiner als $\frac{ql^2}{24}$ (beiderseitig eingespannter Träger) und die negativen Momente nicht kleiner als $-\frac{ql^2}{32}$ nehmen soll.

Man wird bei der Berechnung der Deckenplatten mit kleinen Nutzlasten keine allzu großen Fehler machen, wenn man für die positiven Momente in den Endfeldern konstante Werte: $\frac{ql^2}{11}$ bis $\frac{ql^2}{14}$ und in den Mittelfeldern: $\frac{ql^2}{14}$ bis $\frac{ql^2}{24}$ annimmt. Für die negativen Momente über den Rippen kann man zwischen den Mittelfeldern $M \cong \frac{ql^2}{10}$ wählen.

Bei Nutzlasten über 1000 kg/qm und sehr großen und verschiedenen Feldweiten empfiehlt sich eine genaue Ermittlung der Feld- und Stütz-momente unter Berücksichtigung der ungünstigsten Lastverteilung, wie dies an einem Beispiel im Brückenbau gezeigt wird.

a) Berechnung der Plattenquerschnitte in der Feldmitte.

Die für die Prüfung der im Querschnitt auftretenden Spannungen erforderlichen Gleichungen sind in Bd. I, S. 368ff. abgeleitet. Ohne Eisen im Druckgurt und ohne Berücksichtigung des Betonzug-teils gelten die Gleichungen:

$$(16) \quad x = \frac{nF_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{nF_e}} \right]; \quad h - a = h'$$

$$(11d) \quad \sigma_{ba} = \frac{M \cdot x}{nF_e (h' - x)^2 + \frac{bx^3}{3}};$$

$$(11e) \quad \sigma_{ba} = \frac{2M}{x \cdot b \left(h' - \frac{x}{3} \right)}.$$

$$(16a) \quad \sigma_e = \frac{M}{F_e \left(h' - \frac{x}{3} \right)}.$$

Setzt man $\frac{bh'}{F_e} = \frac{1}{\varphi}$, so lautet Gleichung (16):

$$x = \frac{n}{b} \cdot \varphi \cdot bh' \left[\sqrt{1 + \frac{2bh'}{n\varphi bh'}} - 1 \right] = nh' \varphi \left[\sqrt{1 + \frac{2}{n\varphi}} - 1 \right]$$

$$x = n\varphi \underbrace{\left[\sqrt{1 + \frac{2}{n\varphi}} - 1 \right]}_R h' = Rh' \dots \dots \dots 1a)$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2M}{b R h' \left(h' - \frac{R}{3} h' \right)} = \frac{6}{R(3-R)} \cdot \frac{M}{b h'^2} \dots \dots \dots 1b)$$

und

$$\sigma_e = \frac{3}{(3-R)\varphi} \cdot \frac{M}{b h'^2} = \frac{R}{2\varphi} \sigma_{bd} \dots \dots \dots 1c)$$

Diese drei Gleichungen kommen in Anwendung bei gegebenem M , h , b und F_e , wenn man die auftretenden größten Spannungen im Beton und Eisen bestimmen will.

Hierzu ist die folgende Zusammenstellung I sehr nützlich, wobei man $b = 100$ cm und $n = 10$ annimmt.

Aus der Zusammenstellung ersieht man, daß die Lage der Nulllinie x mit zunehmendem Eisengehalt kleiner wird und die Nulllinie sich der Oberkante des Querschnitts nähert.

Für die Dimensionierung des Querschnittes bei gegebenem M , σ_{bd} und σ_e erhält man h und F_e aus den auf S. 377, Bd. I abgeleiteten Gleichungen:

$$h' = \frac{n \sigma_{bd} + \sigma_e}{\sigma_{bd}} \left| \frac{6M}{nb(3\sigma_e + 2n\sigma_{bd})} \right|$$

und aus Gleichung (16a):

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h' - \frac{x}{3} \right)}$$

Man schreibt h' in der Form:

$$h' = \underbrace{\left[\frac{n \cdot \sigma_{bd} + \sigma_e}{\sigma_{bd}} \left| \frac{6}{n(3\sigma_e + 2n\sigma_{bd})} \right| \right]}_r \sqrt{\frac{M}{b}} = r \sqrt{\frac{M}{b}} \dots \dots 2a)$$

Wie bekannt, ist

$$\sigma_e = n \sigma_{bd} \frac{(h' - x)}{x}$$

und

$$x \sigma_e = n \sigma_{bd} h' - n \sigma_{bd} x$$

$$x = \frac{n \sigma_{bd}}{\underbrace{\sigma_e + n \sigma_{bd}}_s} h' = s h' \dots \dots \dots 2b)$$

Zusammenstellung I.
(Die Klammerwerte sind für $n = 15$, die anderen für $n = 10$.)

$\varphi \parallel \frac{F_0}{b \cdot h}$	1 φ	x (in cm) = Rh'	$\sigma_d = \frac{6}{R(3-R)} \cdot \frac{M}{b \cdot h^2}$ kg/cm ²	$\frac{M}{b \cdot h^2}$	$\sigma_e = \frac{3}{(3-R)\varphi} \frac{M}{b \cdot h^2}$	$\frac{M}{\sigma_d} = \frac{R}{2\varphi} \sigma_d$ kg/cm ²
0,01000	100	0,385 (0,418) h'	6,342 (5,561)	113,5	17,900	20,894
				$b \cdot h^2$	σ_d (116,2)	$b \cdot h^2$
	105	0,351 (0,410) "	6,458 (5,645) "	118,9 "	= 18,4378 "	= 21,548 "
	110	0,343 (0,403) "	6,586 (5,728) "	124,2 "	= 18,865 "	= 22,186 "
	115	0,339 (0,397) "	6,651 (5,810) "	129,7 "	= 19,492 "	= 22,810 "
	120	0,332 (0,390) "	6,779 (5,890) "	134,9 "	= 20,340 "	= 23,423 "
	125	0,328 (0,384) "	6,849 (5,968) "	140,3 "	= 20,500 "	= 24,024 "
	130	0,323 (0,379) "	6,944 (6,045) "	145,7 "	= 20,995 "	= 24,612 "
	135	0,318 (0,373) "	7,042 (6,120) "	151,5 "	= 21,465 "	= 25,191 "
	140	0,312 (0,368) "	7,159 (6,195) "	156,2 "	= 21,840 "	= 25,760 "
	145	0,307 (0,363) "	7,263 (6,268) "	161,5 "	= 22,257 "	= 26,320 "
	150	0,303 (0,358) "	7,343 (6,340) "	166,8 "	= 22,725 "	= 26,870 "
	155	0,298 (0,354) "	7,439 (6,411) "	172,0 "	= 23,095 "	= 27,411 "
	160	0,296 (0,349) "	7,500 (6,480) "	177,4 "	= 23,680 "	= 27,943 "
	165	0,293 (0,345) "	7,566 (6,549) "	182,3 "	= 24,172 "	= 28,468 "
	170	0,289 (0,341) "	7,662 (6,617) "	188,2 "	= 24,565 "	= 28,987 "
	175	0,285 (0,337) "	7,761 (6,684) "	193,4 "	= 24,937 "	= 29,496 "
	180	0,282 (0,333) "	7,832 (6,750) "	198,6 "	= 25,380 "	= 30,000 "
	185	0,279 (0,330) "	7,905 (6,816) "	204,0 "	= 25,807 "	= 30,497 "
	190	0,274 (0,326) "	8,032 (6,878) "	209,2 "	= 26,030 "	= 30,987 "
	195	0,272 (0,323) "	8,086 (6,943) "	214,2 "	= 26,520 "	= 31,471 "
	200	0,267 (0,319) "	8,141 (7,008) "	219,7 "	= 27,000 "	= 31,949 "
	205	0,267 (0,316) "	8,230 (7,068) "	225,0 "	= 27,367 "	= 32,422 "
	210	0,264 (0,313) "	8,310 (7,130) "	230,2 "	= 28,720 "	= 32,889 "
	215	0,263 (0,310) "	8,333 (7,190) "	235,6 "	= 28,272 "	= 33,350 "
	220	0,259 (0,307) "	8,450 (7,250) "	240,9 "	= 28,490 "	= 33,807 "
	225	0,256 (0,305) "	8,547 (7,309) "	243,3 "	= 28,800 "	= 34,259 "
	230	0,254 (0,302) "	8,608 (7,368) "	251,9 "	= 29,210 "	= 34,706 "
	235	0,252 (0,299) "	8,670 (7,427) "	256,6 "	= 29,610 "	= 35,146 "
	240	0,248 (0,297) "	8,797 (7,484) "	261,7 "	= 29,760 "	= 35,584 "
	245	0,247 (0,294) "	8,823 (7,542) "	267,1 "	= 30,252 "	= 36,017 "
	250	0,245 (0,292) "	8,888 (7,598) "	272,2 "	= 30,625 "	= 36,445 "
	255	0,243 (0,289) "	8,955 (7,654) "	277,5 "	= 30,982 "	= 36,871 "
	260	0,241 (0,287) "	9,022 (7,709) "	284,7 "	= 31,330 "	= 37,292 "
	265	0,239 (0,285) "	9,090 (7,764) "	292,0 "	= 31,668 "	= 37,708 "
	270	0,237 (0,282) "	9,160 (7,819) "	298,2 "	= 31,999 "	= 38,121 "
	275	0,235 (0,280) "	9,245 (7,873) "	298,5 "	= 32,312 "	= 38,529 "

Sonach wird

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e h' \left(1 - \frac{s}{3}\right)} = \frac{M}{\sigma_e r \sqrt{\frac{M}{b} \left(1 - \frac{s}{3}\right)}} = \underbrace{\frac{1}{\sigma_e r \left(1 - \frac{s}{3}\right)}}_t \sqrt{M b}$$

$$F_e = t \sqrt{M b} \dots \dots \dots 2c)$$

Die Koeffizienten r, s, t sind lediglich Funktionen von σ_{bd} , σ_e und n . Nimmt man wieder $n = 10$ an, so erhält man nachstehende Zusammenstellung II.

Zusammenstellung II.

der Koeffizienten r, s und t für verschiedene σ_e und σ_{bd} .

$\sigma_e = 1200$				$\sigma_e = 1000$			
σ_{bd}	r	s	t	σ_{bd}	r	s	t
50	0,388	0,294	0,002380	50	0,367	0,333	0,003066
45	0,422	0,272	0,002158	45	0,396	0,311	0,002765
40	0,468	0,250	0,001950	40	0,438	0,286	0,002503
35	0,523	0,226	0,001722	35	0,490	0,266	0,002223
30	0,595	0,200	0,001487	30	0,559	0,231	0,001935
25	0,702	0,172	0,001260	25	0,655	0,200	0,001638
20	0,854	0,143	0,001016	20	0,798	0,167	0,001330

$\sigma_e = 900$				$\sigma_e = 800$			
σ_{bd}	r	s	t	σ_{bd}	r	s	t
50	0,357	0,357	0,003530	50	0,345	0,385	0,004160
45	0,387	0,333	0,003225	45	0,381	0,360	0,003858
40	0,426	0,308	0,002912	40	0,401	0,333	0,003342
35	0,475	0,280	0,002586	35	0,457	0,304	0,003042
30	0,540	0,250	0,002250	30	0,517	0,272	0,002644
25	0,630	0,217	0,001902	25	0,605	0,238	0,002251
20	0,765	0,182	0,001545	20	0,730	0,200	0,001825

Die aus den Gleichungen (2a) und (2c) berechneten Werte für h' und F_e ermöglichen eine volle Ausnutzung der zulässigen Beanspruchungen σ_{bd} im Beton und gleichzeitig σ_e im Eisen. Diesen Fall bezeichnet man als den Normalfall. Bei einem kleineren F_e muß die Höhe h' entsprechend vergrößert werden, damit die zulässigen Zugspannungen im Eisen σ_e nicht überschritten werden. Eine volle Ausnutzung der zulässigen Spannungen σ_{bd} im Beton ist dann nicht möglich. Bei einem größeren Eisenquerschnitt F_e wird wohl die zulässige Betonspannung σ_{bd} erreicht, nicht aber die zulässige Eisen-
spannung σ_e .

Eine Verringerung der Querschnittshöhe des Normalfalles erfordert eine bedeutende Vergrößerung des Eisenquerschnittes F_e bei gleich-

zeitiger Verringerung der Eisenspannungen σ_e . Dies führt zu einer Verschwendung an Eisen. Die Einlage von Eisen zur Verstärkung der Druckzone ist ebensowenig wirtschaftlich und soll auch aus anderen Gründen vermieden werden (s. S. 281, Bd. I).

b) Berechnung des Deckenzuges D_{27} bis D_{31} .

Für die Berechnung des Eigengewichtes werden nachfolgende Deckenstärken angenommen:

D_{27}	D_{28}	D_{29}	D_{30}	D_{31}	
$h = 15$	16	16	16	18	und für $a = 2$
wird $h' = 13$	14	14	14	16	

Bei dem Raumbgewicht für Eisenbeton $\gamma = 2400$ kg

wird $\gamma h = 2400 \cdot 16 = 384$ „

dazu Putz und Belag = 60 „

Eigengewicht g zusammen = 444 kg/qm

für $h = 15$ $g = 420$ „

$h = 18$ $g = 492$ „

Als Nutzlast wird $p = 325$ kg/qm angenommen.

Für das Deckenfeld D_{29} ergibt sich bei einer Spannweite $l = 4,27$ m das Feldmoment im Mittelfeld:

$$M = \frac{(g + p)}{14} 4,27^2 = \frac{444 + 325}{14} 4,27^2 = 100\ 100 \text{ cmkg.}$$

Ähnlich werden die Momente in den anderen Feldern bestimmt.

Nimmt man $\varphi = \frac{F_e}{bh'} = 0,56\%$, so erhält man für:

	D_{27}	D_{28}	D_{29}	D_{30}	D_{31}
F_e in qcm =	7,28	<u>7,84</u>	<u>7,84</u>	<u>7,84</u>	8,96

Da M , b , h und F_e gegeben sind, so wird der Spannungsnachweis erbracht nach den Gleichungen 1a) bis 1c).

Man erhält für eine Breite $b = 100$ cm bei:

Feld	D_{27}	D_{28}	D_{29}	D_{30}	D_{31}
h' in cm	13	14	14	14	16
F in cm^2 gewählt	7,28	<u>7,84</u>			8,96
\varnothing in mm	$11\frac{1}{2} \varnothing 9$ mm	$10 \varnothing 10$ mm			$11\frac{1}{2} \varnothing 10$ mm
	(7,32 qcm)	(7,85 qcm)			(9,04 qcm)
$\frac{1}{\varphi} = \frac{bh'}{F_e}$	178	178			178
M in kgm	784	932	1001	1001	1354
$\frac{M}{bh'^2}$	4,66	4,75	5,11	5,11	5,28

	Mit Hilfe Zusammenstellung 1:				
x in cm	3,68 (4,24) ¹	3,96 (4,56)	3,96 (4,56)	3,96 (4,56)	4,53 (5,22)
σ_{bd} in kg/qcm . . .	36,4 (32,02) ¹	37,1 (32,07)	39,9 (35,2)	39,9 (35,2)	41,20 (36,32)
σ_e in kg/qcm . . .	918 (932) ¹	937 (952)	1008 (1024)	1008 (1024)	1042 (1056)

Bei der Annahme von $n = 10$, die dem Stadium der zulässigen Spannungen entspricht (s. Bd. I, S. 285) ist σ_{bd} größer, σ_e aber kleiner als bei der Annahme $n = 15$. Für $n = 10$ wird sonach eine bessere Ausnutzung des Eisens erzielt.

In unserem Beispiel bleiben sowohl die Druckspannungen im Beton wie die Zugspannungen im Eisen hinter den zulässigen Spannungen zurück. Will man eine vollkommene Ausnutzung der Beton- und Eisenquerschnitte erzielen, so muß man die Normalhöhe und den normalen Eisengehalt suchen. Dies geschieht unter Zuhilfenahme der Zusammenstellung II durch die Gleichungen (2) in nachfolgender Weise:

$$\begin{array}{rcc}
 k' = r \sqrt{\frac{M}{b}} \text{ cm} & \begin{array}{l} D_{27} \\ = 0,468 \sqrt{\frac{73700}{100}} = 12,7 \end{array} & \begin{array}{l} D_{28} \\ 0,468 \sqrt{\frac{93200}{100}} = 14,3 \end{array} \\
 & \begin{array}{l} D_{29,30} \\ 0,468 \sqrt{\frac{100100}{100}} = 14,8 \end{array} & \begin{array}{l} D_{31} \\ 0,468 \sqrt{\frac{135400}{100}} = 17,2 \end{array} \\
 x = 0,250 k' \text{ cm} & \begin{array}{l} D_{27} \\ = 3,18 \\ D_{29,30} \\ 3,70 \end{array} & \begin{array}{l} D_{28} \\ 3,58 \\ D_{31} \\ 4,30 \end{array} \\
 F_e = t \sqrt{Mb} \text{ qcm} & \begin{array}{l} D_{27} \\ = 0,00195 \sqrt{100 \cdot 73700} \\ D_{29,30} \\ = 5,29 \\ D_{27} \\ 0,00195 \sqrt{100 \cdot 100100} \\ D_{29,30} \\ = 6,17 \end{array} & \begin{array}{l} D_{28} \\ 0,00195 \sqrt{100 \cdot 93200} \\ D_{31} \\ = 5,95 \\ D_{28} \\ 0,00195 \sqrt{100 \cdot 134500} \\ D_{31} \\ = 7,18 \end{array}
 \end{array}$$

Daß die so errechneten k' und F_e wirklich eine nahezu vollkommene Ausnutzung von Beton und Eisen gewährleisten, ergibt sich aus dem Spannungsnachweis für D_{29} nach Gleichungen 1 a) bis 1 c).

¹⁾ Die eingeklammerten Werte sind unter der Annahme für $n = 15$ ermittelt worden.

Es ist $x = Rh'$; wenn $\frac{1}{\varphi} = \frac{100 \cdot 14,8}{6,17} = 240$, so wird:

$$x = 0,248h' = 3,7 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bd} = 8,797 \frac{M}{bh'^2} = \frac{100 \cdot 100}{100 \cdot 14,8^2} 8,797 = 39,6 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = 29,76 \quad \sigma_{bd} = 1180 \text{ kg/qcm.}$$

Selten wird man die Normalhöhe annehmen können, weil diese nach Möglichkeit einheitlich für ganze Konstruktionsteile gewählt wird. Noch seltener wird man in der Lage sein, den nach Gleichung 2b) errechneten normalen Eisenquerschnitt zu wählen, weil man von bestimmten zur Verfügung stehenden Stärken abhängig ist. Wählt man z. B. für D_{29} 6 Rundeisen $\varnothing 8 \text{ mm} = 3,01 \text{ qcm}$ und 5 $\varnothing 9 \text{ mm} = 3,18 \text{ qcm}$, zusammen $F_e = 6,19 \text{ qcm}$, so ist dies nahezu gleich dem als normalen Eisenquerschnitt $F_e = 6,17 \text{ qcm}$ ermittelten Werte. Will man aber für eine Platte nicht verschiedene Eisendurchmesser wählen, so wird sich eine Übereinstimmung weniger leicht erzielen lassen. So ist z. B. für D_{27} bei einer Annahme von 11 $\varnothing 8 \text{ mm} = 5,51 \text{ qcm}$ der gewählte Eisenquerschnitt größer als der normale 5,29 qcm. Die Spannungen im Eisen σ_e werden sonach unter der zulässigen Spannung von 1200 kg/qcm bleiben.

Zum Entwerfen bedient man sich bei gegebenem M , σ_{bd} und σ_e und b mit Vorteil der Gleichungen 2a) und 2b) und der Zusammenstellung I. Die Koeffizienten r , s und t , die zu gegebenen σ_{bd} und σ_e gehören, ergeben sich aus Zusammenstellung II. Danach wird

$$h' = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

berechnet. Die Einbettungstiefe der Eiseneinlagen a (mindestens 1 cm, bei Rost- oder großer Feuersgefahr für Decken mindestens 2 cm) ergibt die Stärke $h = h' + a$.

Nach Gleichung 2b) wird $F_e = t \sqrt{Mb}$. Will man die Eiseneinlagen für 1 m Deckenbreite bestimmen, so setzt man $b = 100 \text{ cm}$. Um die Größe von F_e zu bestimmen, die zu einem bestimmten h' gehört, bildet man

$$\frac{F_e}{h'} = \frac{t \sqrt{Mb}}{r \sqrt{\frac{M}{b}}} = b \frac{t}{r}$$

$$\text{Für } b = 100 \text{ ist } F_e = 100 \frac{t}{r} h' . \quad \dots \quad 2d)$$

c) Berechnung der Plattenquerschnitte über den Unterzügen.

Unter der Annahme der Kontinuität ergeben sich für die Stützenquerschnitte folgende Momente mit Hilfe der Winklerschen Zahlen¹⁾:

Stützpunkt 1:

$$M_g \quad -0,1071 \cdot 0,444 \cdot 4,12^2 = -0,807 \text{ mt}$$

$$M_p \quad -0,1205 \cdot 0,325 \cdot 4,12^2 = -0,664 \text{ ,,}$$

$${}_1M_{\max} \quad \quad \quad = -1,471 \text{ mt.}$$

Stützpunkt 2 = 3:

$$M_g \quad -0,0714 \cdot 0,444 \cdot 4,27^2 = -0,573 \text{ mt}$$

$$M_p \quad -0,1071 \cdot 0,325 \cdot 4,27^2 = -0,636 \text{ ,,}$$

$${}_2M_{\max} \quad \quad \quad = -1,209 \text{ mt.}$$

Stützpunkt 4:

$$M_g \quad -0,1071 \cdot 0,492 \cdot 4,27^2 = -0,962 \text{ mt}$$

$$M_p \quad -0,1225 \cdot 0,325 \cdot 4,27^2 = -0,713 \text{ ,,}$$

$${}_3M_{\max} \quad \quad \quad = -1,675 \text{ mt.}$$

Nimmt man als Stützenmoment

$$\frac{(g + p) l^2}{10} = -M_{\max},$$

so erhält man für

$$M_2 = -\frac{444 + 325}{10} 4,27^2 = -140200 \text{ kgcm.}$$

Das Stützenmoment ist sonach wesentlich größer als das Feldmoment; es ist auch größer als das dazugehörige Moment, das unter Annahme der Kontinuität errechnet wurde.

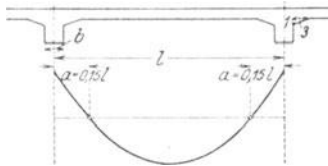


Fig. 1 b.

Bei einer Verteilung der negativen Momente, die sich auf die Strecke $2a \sim 2 \cdot 0,15l$ (Fig. 1 b) erstrecken, ist z. B. für $l = 3,3 \text{ m}$, $2a = 0,99 \text{ m}$, d. h. weit größer als die Unterzugsbreite, die nach Schätzung höchstens $0,4 \text{ m}$ sein wird. Daher müssen den

großen negativen Momenten entsprechende Querschnitte zu beiden Seiten der Unterzüge ausgebildet werden.

Die erforderlichen Abmessungen rechnen sich wie vorher bei einer Breite $b = 100 \text{ cm}$:

Stützpunkt	M cmkg	$h' = 0,468 \sqrt{\frac{M}{b}}$ cm	$F_c = 0,00195 \sqrt{M \cdot b}$ cm ²	Gewählt \varnothing mm
1	-147 100	17,93	7,48	10 \varnothing 10 mm ($F_c = 7,85 \text{ qcm}$)
2, 3	-120 900	16,26	6,78	9 \varnothing 10 ,, ($F_c = 7,06 \text{ ,,}$)
4	-167 500	19,13	7,98	10 ¹ / ₂ \varnothing 10 ,, ($F_c = 8,24 \text{ ,,}$)

¹⁾ Siehe Foersters Taschenbuch für Bauingenieure.

Angenommen, es wurde der vorher berechnete Deckenzug D_{27} bis D_{31} als durchgehender Träger über fünf Felder berechnet.

Bei den auf Seite 17 angenommenen Deckenstärken ergeben sich ständige Belastungen (einschließlich Putz und Belag) von

	$g = 420$	444	444	444	492 kgm ²
	$l = 3,405$	4,12	4,27	4,27	4,27 m
Sonach ist	$gl^2 = 4860$	7520	8090	8090	8950 kgm
Da $p = 325$ ist	$pl^2 = 3750$	5510	5920	5920	6550 „

Für die ständige Last g ergeben sich die Feldmomente:

	$M_g = \alpha_g l^3 = 350$	320	350	270	690 kgm
Daraus	$\alpha_g = \frac{1}{13,9}$	1	1	1	1
	= 0,072	= 0,0426	= 0,0433	= 0,0333	= 0,077

Bei Annahme gleicher Feldweiten würde α sich ändern; es würde bei gleichen Feldweiten

	$\alpha'_g = \frac{1}{12,8}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{21,7}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{12,8}$
	= 0,080	= 0,033	= 0,046	= 0,0333	= 0,080

Hierzu kommen die für die ungünstigsten Belastungsfälle a und b (Fig. 1c) berechneten größten Feldmomente für die Nutzlasten:

	$M_p = \alpha_p pl^2 = 400$	400	490	440	580 kgm
Daraus	$\alpha_p = \frac{1}{9,38}$	$\frac{1}{13,75}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{13,4}$	$\frac{1}{11,3}$
	= 0,1065	= 0,0727	= 0,083	= 0,0744	= 0,0885

Bei gleichen Feldweiten würde α_p sich gleichfalls ändern in α'_p ;

es würde	$\alpha'_p = \frac{1}{10}$	$\frac{1}{12,7}$	$\frac{1}{11,6}$	$\frac{1}{12,7}$	$\frac{1}{10}$
	= 0,100	= 0,079	= 0,086	= 0,079	= 0,10

Der Vergleich von α_g mit α'_g einerseits und α_p mit α'_p andererseits zeigt, daß die häufig in der Praxis zur Vereinfachung der Berechnung gemachte Annahme gleicher Feldweiten ein ganz anderes Bild von dem Verlaufe der Momente ergibt, als bei Berücksichtigung der tatsächlich verschiedenen Feldweiten. Diese Methode ist daher unter allen Umständen zu verwerfen.

Die größten Feldmomente für ständige Last und Nutzlast sind $M_{\max} = (\alpha_g g + \alpha_p p) l^2$. Nimmt man an, die einzelnen Felder seien mit $g + p$ belastet, so würden sich unter Beibehaltung der unter Annahme der Kontinuität errechneten größten Feldmomente M_{\max} die

Gleichung in der Form $M_{\max} = \alpha (g + p) l^2$ schreiben lassen. Der Durchschnittswert α würde sich wie folgt ergeben. Wenn

$$M_{\max} = \alpha_g g l^2 + \alpha_p p l^2 = \begin{matrix} 750 & 720 & 840 & 710 & 1270 \text{ kg/m} \\ g + p = 745 & 769 & 769 & 769 & 817 \text{ kg} \end{matrix}$$

so würde

$$\alpha = \frac{M_{\max}}{(g + p) l^2} = \begin{matrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ (g + p) l^2 = 11,5 & 18 & 16,7 & 19,7 & 11,7 \\ = 0,0872 & = 0,0555 & = 0,06 & = 0,0507 & = 0,0855 \end{matrix}$$

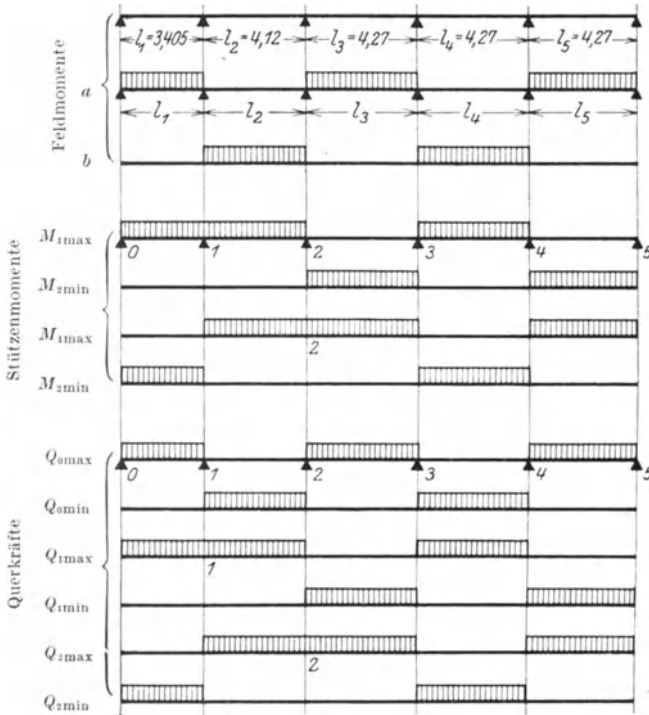


Fig. 1c. Ungünstige Belastungsfälle.

Wenn man sonach für die Endfelder unter der Belastung $g + p$ $\alpha = \frac{1}{11}$ und für die Mittelfelder $\alpha = \frac{1}{14}$ setzt, so hat man ein größeres Moment angenommen als nach der Berechnung für durchlaufende Träger. In unserem Beispiele ist $\frac{p}{g} = 0,66$ bis $0,77$; die Nutzlast ist sonach rund $\frac{3}{4}$ der ständigen Belastung. Die Koeffizienten werden sich ändern, wenn sich $\frac{p}{g}$ ändert. Man wird daher ohne

Schwierigkeit für andere Verhältnisse $\frac{p}{g}$ die Koeffizienten α ermitteln können, was die Berechnung außerordentlich vereinfacht.

Führt man ähnliche Betrachtungen für die Berechnung der negativen Stützenmomente durch, so kommt man gleichfalls zu Vereinfachungen. Bei den vorher angegebenen Belastungen sind die größten Stützenmomente für die ständige Belastung

$$M_g = \beta_g g l^2 = \begin{matrix} M_1 & M_2 & M_3 & M_4 \\ 585 & 680 & 635 & 895 \text{ kgm} \end{matrix}$$

Daraus ergibt sich

$$\beta_g = \frac{M_1}{g l_1^2} \quad \frac{M_2}{g l_2^2} \quad \frac{M_3}{g l_3^2} \quad \frac{M_4}{g l_4^2}$$

$$= 0,12 \quad 0,078 \quad 0,0905 \quad 0,084 \quad 0,0785 \quad 0,0785 \quad 0,110 \quad 0,10$$

$$\beta_g \text{ im Mittel} = 0,099 = \frac{1}{10,1} \quad 0,087 = \frac{1}{11,5} \quad 0,0785 = \frac{1}{12,7} \quad 0,105 = \frac{1}{9,5}$$

bei gleichen Feldweiten ist

$$\beta'_g = 0,105 = \frac{1}{9,5} \quad 0,079 = \frac{1}{12,7} \quad 0,079 = \frac{1}{12,7} \quad 0,105 = \frac{1}{9,5}$$

Die Berechnung für die Nutzlast unter Zugrundelegung nebenstehender ungünstiger Lastverteilungen ergibt (Fig. 1 c):

$$M_p = \beta_p p l^2 = \begin{matrix} 545 & 640 & 645 & 775 \text{ kgm} \\ M & & & \end{matrix}$$

Sonach ist $\beta_p = \frac{M}{p l^2}$

$$= 0,145 \quad 0,099 \quad 0,116 \quad 0,108 \quad 0,109 \quad 0,109 \quad 0,130 \quad 0,118$$

$$= \text{Mittel } 0,122 = \frac{1}{8,2} \quad 0,112 = \frac{1}{8,93} \quad 0,109 = \frac{1}{9,2} \quad 0,124 = \frac{1}{8,07}$$

bei gleichen Feldweiten ist

$$\beta_p = 0,12 = \frac{1}{8,35} \quad 0,11 = \frac{1}{9,1} \quad 0,11 = \frac{1}{9,1} \quad 0,12 = \frac{1}{8,35}$$

Auch bei den Stützenmomenten zeigt sich eine Verschiedenheit, je nachdem man gleich große Feldweiten annimmt oder die wirklich vorhandenen.

Setzt man wie früher $\beta (g + p) l^2 = M_{\max}$, so ist, wenn

$$- M_{\max} = \beta_g g l^2 + \beta_p p l^2 \quad \begin{matrix} 1130 & 1320 & 1280 & 1670 \text{ kgm} \\ \text{und } (g + p) l^2 & 8600 & 13030 & 14000 & 14000 & 15500 \end{matrix}$$

$$\beta = \frac{M_{\max}}{(g + p) l^2} \quad 0,1315 \quad 0,0868 \quad 0,101 \quad 0,0943 \quad 0,0915 \quad 0,0915 \quad 0,1192 \quad 0,1077$$

$$\beta = \text{im Mittel} \quad 0,109 = \frac{1}{9,18} \quad 0,0976 = \frac{1}{10,25} \quad 0,0915 = \frac{1}{10,9} \quad 0,1135 = \frac{1}{8,82}$$

Für das in diesem Beispiel vorkommende Verhältnis von $\frac{p}{g} = 0,66$ bis $0,77$ sind für die Stützenmomente an den inneren Stützen $\beta = \frac{1}{10}$ und für die beiden äußeren Stützen $\beta = \frac{1}{9}$ zulässige Vereinfachungen. Die entsprechenden Momente sind sonach:

$$M_1 = \frac{g+p}{9} l^2; \quad M_2 = \frac{g+p}{10} l^2; \quad M_3 = \frac{g+p}{10} l^2; \quad M_4 = \frac{g+p}{9} l^2.$$

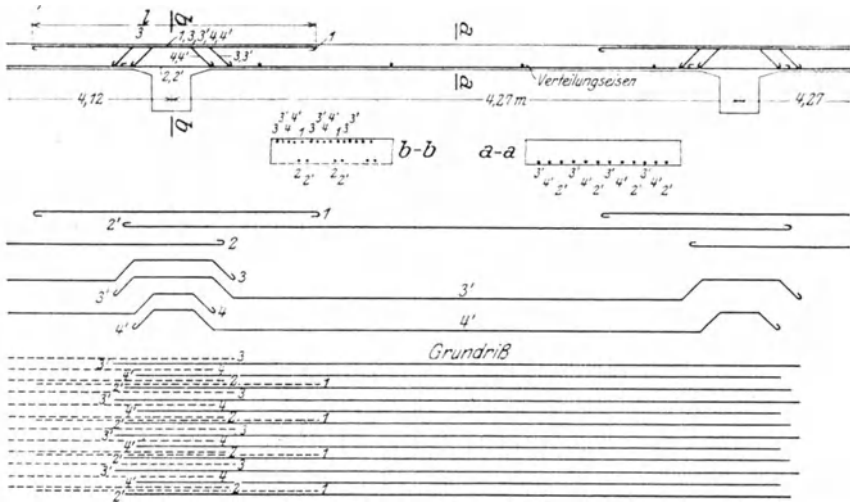


Fig. 1d.

Sowohl die Höhen $h (= h' + a)$ als auch die Eisenquerschnitte F_e werden größer als in den Feldern. Man hilft sich durch Verstärkungen (Vouten) beim Anschluß an den Unterzügen, wie nebenstehend. Der Mehrbedarf an Eisenquerschnitt wird durch besondere Eiseneinlagen gedeckt, die z. B. durch Weiterführung aus einem Felde in das andere erhalten werden, wie dies nebenstehende Fig. 1d zeigt.

d) Berechnung der Schubspannungen.

Nach Gleichung (12) (S. 363, Bd. I) ist $\sigma = \frac{Q}{bh_{zD}}$.

Setzt man für $b = 100$ cm und für

$$h_{zD} = h' - \frac{x}{3} = h' - \frac{0,5 h'}{3} = \frac{2,5 h'}{3},$$

so ist

$$\tau = \frac{3Q}{250 h'}, \quad \text{für } h' = 13 \text{ wird } \tau = \frac{3Q}{3250}.$$

Nimmt man für $\tau_{zul} = 4 \text{ kg/qcm}$ an, so müßte Q_{max} größer als $Q_b = \frac{4 \cdot 3250}{3} = 4333 \text{ kg}$ sein, wenn zur Aufnahme der Schubspannungen Eiseneinlagen abgebogen werden sollen.

Für die Berechnung der größten Querkräfte unter Annahme bestehender ungünstiger Belastungen ergibt sich:

für Eigengewicht	$Q_p = \gamma_g gl =$	545	890	960	880	1255 kg
für Nutzlast	$Q_y = \gamma_p pl =$	520	770	820	800	870 „
Ferner sind:	$gl =$	1430	1830	1890	1890	2090 „
	$pl =$	1106	1338	1385	1385	1385 „
Sonach wird:	$\gamma_g =$	0,38	0,485	0,507	0,465	0,60 „
	$\gamma_p =$	0,47	0,575	0,592	0,578	0,63 „

Setzt man wieder:

$$\gamma(g - p)l = \gamma_g gl + \gamma_p pl = Q_{max} \text{ so ist } \gamma = \frac{Q_{max}}{(g + p)l},$$

da $Q_{max} = Q_y + Q_p =$	1065	1660	1780	1680	2125 kg
$(g + p)l =$	2536	3168	3275	3275	3475 „
ist $\gamma =$	0,422	0,525	0,543	0,512	0,611

Auf demselben Wege ergeben sich für die negativen Querkräfte die Koeffizienten $\delta =$ 0,628 0,542 0,528 0,563 0,414

Für den ungünstigsten Fall wird:

$$Q_{max} = 0,611(g + p)l_5 = 0,611(492 + 325)4,2 = 2120 \text{ kg.}$$

Dieser Wert ist bei weitem kleiner als die vorstehend ermittelte Querkraft Q_b , bis zu der der Wert von $\tau = 4 \text{ kgqcm}$ nicht erreicht wird.

Man ersieht aus dieser überschlägigen Berechnung, daß ein besonderer Nachweis der Schubspannungen bei Platten sich erübrigt, da sie bei den verhältnismäßig kleinen Querkräften das zulässige Maß nie erreichen.

Die in den Decken an den Auflagern hochgebogenen Eisen sind aus statischen Gründen daher nicht notwendig. Sie sind aber immer vorhanden, da man die in den Feldern an der Stelle der größten Momente vorhandenen Mehreisen hochführt, damit sie zur Aufnahme der negativen Stützenmomente verwendet werden können. Diese Abbiegungen erhöhen den Schubwiderstand der Platten.

Die Dimensionierung sowohl als auch der Spannungsnachweis in den Platten können nach Vorstehendem durchgeführt werden unter der Annahme, daß sie als Träger zwischen den Unterzügen wirken.

Da die Platte auch in der darauf senkrechten Richtung Kräfte überträgt, werden Verteilungseisen eingelegt (s. S. 319, Bd. I). Diese sind um so notwendiger, je geringer der Längenunterschied der Seiten der Platte ist. In Fig. 1d sind auch die Verteilungseisen (v) eingetragen.

2. Allgemeines über Decken im Hochbau.

Im Hochbau kommen in der Hauptsache vier Arten von Decken vor:

Reine Eisenbetondecken (Platten), wie sie im vorstehenden besprochen wurden. Ihre Stärke beträgt in der Regel 8 bis 12 cm. Größere Stärken werden wegen des allzu großen Eigengewichts dadurch vermieden, daß die Entfernungen der Unterzüge verringert werden. Wo dies nicht möglich ist, verwendet man andere Deckenkonstruktionen mit geringerem Eigengewicht.

Liegen Platten auf Mauerwerk auf, so sind sie als Balken auf zwei Stützen frei aufliegend zu berechnen mit einer Stützweite, die gleich ist der Lichtweite, vermehrt um die Auflagerlänge, die man in der Regel gleich der Plattenstärke macht. Sind die Platten im Mauerwerk teilweise eingespannt, so kann man zwar in der Regel frei aufliegend rechnen, aber die wirklich vorhandene Einspannung durch entsprechende Eiseneinlagen an den Einspannstellen berücksichtigen, wie dies an der Stelle der negativen Momente bei durchlaufenden Platten gezeigt wurde.

Als Eiseneinlagen kommen in Frage Eisen von 7 bis 12 mm Durchmesser ($F_e = 0,4$ bis $1,2$ qcm). Auf den laufenden Meter kommen 5 bis 10 Eisen oder mehr. Die Verteilungseisen werden in Stärken von 5 bis 8 mm und in Entfernungen von 30 bis 50 cm gelegt; in der Mitte der Platte werden diese enger gegeneinander verlegt. Die für den gewöhnlichen Hochbau genügende Einbettungstiefe von 1 bis 1,5 cm soll für feuersichere Bauten 2 bis 3 cm betragen.

Die an den Stellen der negativen Momente über den Unterzügen notwendigen oberen Eisen erhält man durch Aufbiegen der zur Aufnahme der Feldmomente nicht erforderlichen Eisen. Diese führt man auf eine Entfernung von $\frac{l}{6}$ bis $\frac{l}{4}$ in das nächste Feld, biegt sie dort wieder nach unten, um sie da wieder zur Aufnahme der Feldmomente zu verwenden. Bei sehr großen negativen Momenten wird oft die Einlage besonderer Eisen in einer Länge von etwa $\frac{l}{3}$ notwendig, wie dies in Fig. 1d gezeigt wurde.

In der Praxis kommt es in der Regel darauf hinaus, jedes zweite Eisen nach oben hin abzubiegen, so daß für die negativen Momente über den Unterzügen ebensoviel Eisen vorhanden sind wie für die größten positiven Feldmomente.

Verstärkungen der Platten beim Anschluß an die Unterzüge durch Vouten sind statisch nicht immer notwendig, besonders wenn die Unterzüge sehr breit sind, weil am Rande der Unterzüge die negativen Momente M_1 und M_2 viel kleiner sind als M_{\max} über dem theoretischen Auflagerpunkt (Fig. 1e). Kleinere Vouten kann man durch

Abschrägen der am Unterzugsrande befindlichen Schalbretter erhalten (s. Fig. 1e links). Eine andere Ausbildung für stärkere Vouten zeigt der rechte Teil der Skizze, wo die Verstärkung an der Übergangsstelle gleich ist der doppelten Deckenstärke.

Eine zweite Art der im Hochbau vorkommenden Decken sind die Steineisendecken, die einerseits das Eigengewicht der Decken verringern und andererseits durch ihre größere Konstruktionshöhe und Hohlräume zur Erhöhung der Schallsicherheit dienen. (Steindecken ohne Eiseneinlagen können bis zu Spannweiten von 1,20 bis 1,50 m verwendet werden.)

Die ersten Decken dieser Art bestanden darin, daß volle oder durchlochte Ziegelsteine mit den Abmessungen von etwa $10 \times 15 \times 25$ cm und hoher Druckfestigkeit verwendet wurden. In die zwischen den Steinen befindlichen genügend breiten Fugen kamen, in Mörtel gebettet, Bandeisen oder Rund-eisen. Darüber kam eine 2 bis 3 cm starke Mörtelschichte. Die Druckspannungen nahm hier der Stein auf. Die Zugspannungen wurden von den Eiseneinlagen aufgenommen; die Berechnung erfolgte wie bei einer Eisenbetondecke; entsprechend dem geringeren Elastizitätskoeffizienten für das Steinmaterial wurde $n = 25$ gewählt. Zur Aufnahme der negativen Momente über den Auflagern der Decke ist es notwendig, besonders in Verbindung mit Eisenbetonunterzügen die Steineisendecke auf eine Länge von $\frac{l}{6} - \frac{l}{4}$ am Auflager in vollem Beton auszuführen. Dadurch wird auch der Querschnitt zur Aufnahme der Schubspannungen vergrößert, der bei den Hohlräumen der Steine oft nur 30 bis 40 cm auf 1 m Breite beträgt.

Ein weiterer Schritt in der Ausbildung der Steineisendecken zur Erhöhung der Tragfähigkeit erfolgte durch Verstärkung der Überbetonschichte auf 3 bis 5 cm. Da eine gute mechanische Verbindung mit den Steinen erforderlich ist, entstanden eine große Zahl von Steinformen aus verschiedenem Material, die in der Praxis durch Musterschutz oder Patente als „Deckensysteme“ in Erscheinung traten. Die gute mechanische Verbindung zwischen den Steinen und dem Überbeton wurde durch Naßmachen der Steine und mit Hilfe der in diesen enthaltenen Nuten erreicht.

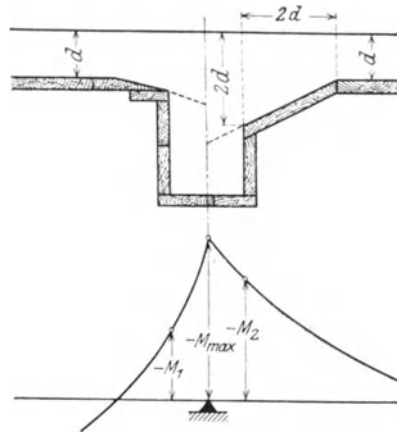


Fig. 1e.

Je stärker die Überbetonschichte wird, desto mehr nähert sich die Decke einer Eisenbetondecke, bei der der Beton der Zugzone durch leichteres Material mit Hohlräumen ersetzt wird. Das Material der Steine braucht dann keine hohe Druckfestigkeit zu besitzen. Die Fugen zwischen den einzelnen Steinen müssen genügend groß sein, damit die Eiseneinlagen gut von Mörtel oder Beton eingehüllt werden. Verschiedene Steinformen sind unten mit einem Fuß versehen, der die Fugen verdecken soll.

Bei der Berechnung dieser Decken kann entsprechend $n = 15$ bis 10 gewählt werden, da hauptsächlich der Beton zur Aufnahme der Druckspannungen dient.

Was die Eiseneinlagen betrifft, trachtet man mit einem Eisen pro Fuge auszukommen, weil die Herstellung dadurch erleichtert wird; ihre Ausbildung ist sonst die gleiche wie bei Eisenbetonplatten.

Aus der großen Zahl der Steineisendecken sei ein Beispiel in Fig. 2 a dargestellt. Die Tonhohlsteine (nach dem Erfinder Ackermann-Steine

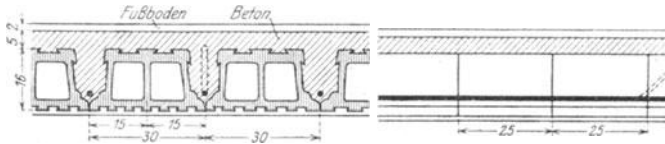


Fig. 2a.

genannt) sind bis zu 20 cm zweiteilig wie in der Figur, bei größeren vierteilig. Durch die Vorsprünge an den Außenflächen der Steine wird eine mechanische Befestigung mit dem Beton erzielt.

Die dritte Art von Decken im Hochbau sind die Decken mit Hohlräumen. Hier unterscheidet man zwischen Hohlkörperdecken und Hohldecken. Zu ersteren gehören auch die Steineisendecken. Die Hohlkörper aus Ziegel, Beton oder aus einem anderen Material dienen zur Verringerung des Eigengewichtes der Decke. Nur selten wird die obere Wandung der Hohlkörper bei sehr hoher Druckfestigkeit des Materials zur Aufnahme der Druckspannungen mit herangezogen. In der Regel sind es Füllkörper mit sehr geringem Eigengewicht, die den ganzen Zuggurt ausfüllen. Zur Aufnahme der Druckkräfte dient die über den Hohlkörpern vorhandene Betonschichte; zur Aufnahme der Zugkräfte dienen die Eiseneinlagen, die in den Fugen zwischen den Hohlkörpern eingebettet sind. Ein Beispiel für eine Hohlkörperdecke mit geringem Eigengewicht ist die in Fig. 2b dargestellte mit Bimsbetonhohlsteinen. Diese Steine werden in Höhen von 12 bis 26 cm bei einer Tiefe von 20 cm hergestellt; ein anderes Beispiel zeigt Fig. 2c mit Tonhohlsteinen.

Während die Hohlkörperdecken nur für geringe Belastungen und bis zu Spannweiten von 6—7 m in Betracht kommen, können die

Hohldecken auch für größere Belastungen, wie sie z. B. bei Fabrikbauten vorkommen, angewendet werden.

Hier sind zu nennen die Eisenbetonrippendecken, bestehend aus Rippen von 5 bis 10 cm Breite in einer Entfernung von 50 bis 60 cm

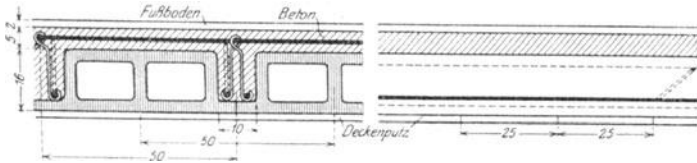


Fig. 2b.

und einer Konstruktionshöhe von 20 cm und höher. Die die Rippen verbindende Platte kann bis zu einer Mindeststärke von 5 cm ausgebildet werden.

Hier können zur Herstellung der Hohlräume hölzerne, eiserne u. a. Formen verwendet werden, deren fabrikmäßige Herstellung die Schalungskosten erheblich verringern kann.

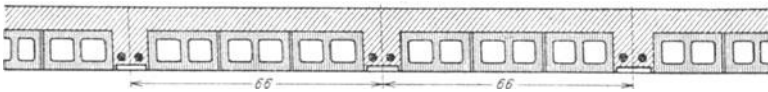


Fig. 2c.

Ein Beispiel für die Verwendung eiserner Hohlkörper ist in Fig. 2d ersichtlich.

Fig. 2e zeigt eine Hohldecke (Giesedecke), bei der hölzerne oder eiserne Gewölbeshablonen auf Bretter lose aufgelegt werden, die etwa

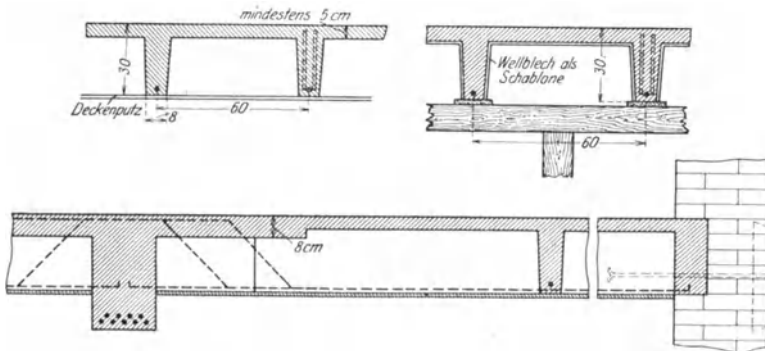


Fig. 2d.

60 cm voneinander entfernt sind. Durch Längshölzer werden die Schablonen verbunden und bilden das Gerüste für Baculagewebe, auf die Dachpappe gelegt wird. Dadurch ist die Form der Betonrippen festgelegt. Nach dem Erhärten wird das Gerippe entfernt und das Ba-

culagewebe, das mit den Rippen verankert ist, mit Vorteil als Putzträger verwendet.

Die Berechnung der Hohldecken oder Rippendecken ist dieselbe wie bei Eisenbetondecken. Bei der Berechnung der Steineisen- oder Hohlkörperdecken bedient man sich nachfolgender Näherungsrechnung. Man nimmt für die Momente der Mittelfelder $M_1 = \frac{pl^2}{10}$ und für die Endfelder $M_2 = \frac{pl^2}{9}$ als konstante Werte an. Diese Werte sind größer als die für die Eisenbetondecken gewählten Momente, was

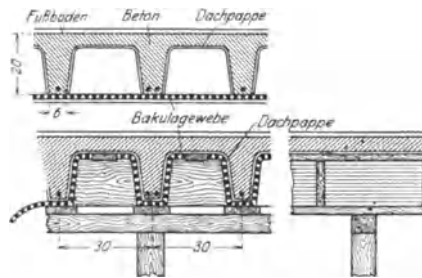


Fig. 2e.

durch die geringere Homogenität begründet ist. Wählt man die in Fig. 2a beschriebene Decke, so gehen bei einer Tiefe von 25 cm vier Steine auf 1 m Breite,

bei einer Stärke der Steine von	10	12	15	18	cm
beträgt das Steingewicht	110	132	165	198	kg/qm ² ,
die Stärke der Aufbetonierung von 5 cm	120	120	120	120	„ .
Hierzu kommt für Putz und Belag . .	60	60	60	60	„ .
Somit erhält man für das Eigengewicht	290	312	345	378	„ .

Ein Vergleich mit dem Eigengewichte der vorher berechneten Eisenbetonplatte zeigt eine bedeutende Verringerung des Eigengewichtes bei Anwendung einer Steineisendecke.

Wählt man $\sigma_{bd} = 35 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$, so ergibt sich nach Gleichung 2) und der Zusammenstellung II:

$$k' = 0,490 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{und} \quad F_e = 0,00222 \sqrt{Mb}; \quad x = 0,266 k'.$$

Für den Deckenzug D_{27} bis D_{31} (Fig. 1a) ergibt sich bei einer Nutzlast $p = 325 \text{ kg/m}$, einer Breite $b = 100 \text{ cm}$ und einer Überbetonstärke von 5 cm:

	$\sigma + p$ kg/qm	Spannweite m	$M = \alpha (\sigma + p) l^2$ cmkg	$K = 0,490 \sqrt{\frac{M}{b}}$ cm	$x = 0,166k'$ cm	$F_s = 0,0022 \frac{M^2 b}{(Erforderlich)}$ qcm	Gewählt für 100 cm Breite	pro Fuge
D_{27}	615	3,3	$\frac{1}{3} 615 \cdot 3,3^2$ = 74 400	13,37	3,56	6,05	8 \varnothing 10 mm = 6,28 qcm	2 \varnothing 10 mm
D_{29}	637	4,12	$\frac{1}{10} 637 \cdot 4,12^2$ = 108 400	16,12	4,29	7,30	4 \varnothing 15 " = 5,31 } 7,32 4 \varnothing 8 " = 2,01 }	1 \varnothing 13 " " 1 \varnothing 8 " "
D_{29}, D_{30}	670	4,27	$\frac{1}{10} 670 \cdot 4,27^2$ = 122 500	13,13	4,56	7,76	4 \varnothing 13 " = 5,31 } 7,85 4 \varnothing 9 " = 2,54 }	1 \varnothing 13 " " 1 \varnothing 9 " "
D_{31}	670	4,27	$\frac{1}{3} 670 \cdot 4,27^2$ = 136 000	18,05	4,80	8,18	4 \varnothing 15 " = 7,07 } 8,20 4 \varnothing 6 " = 1,13 }	1 \varnothing 15 " " 1 \varnothing 6 " "

Der Nachweis der Schubspannungen erübrigt sich aus denselben Gründen wie bei Eisenbetonplatten.

Jedoch ersetzt man beim Anschluß an die Unterzüge die Steine durch Beton, wie aus beistehender Fig. 2f ersichtlich ist, soweit wie die negativen Stützenmomente reichen (etwa $\frac{l}{6} - \frac{l}{4}$). Beim Hochführen einzelner Eisen erzielt man durch die schrägen Aufbiegungen einen größeren Schubwiderstand.

Endlich sind noch diejenigen Decken zu nennen, die sich aus fabrik-

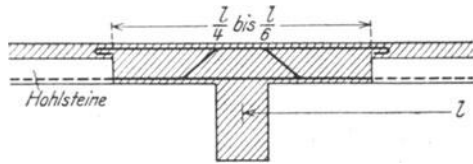


Fig. 2f.

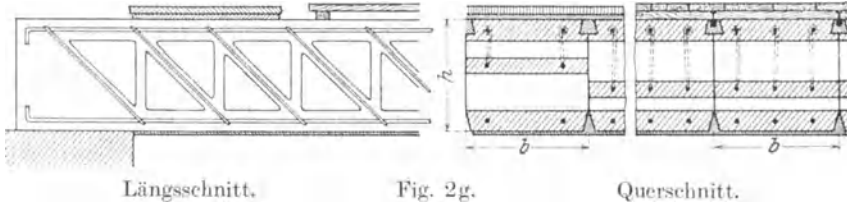
mäßig vorher fertiggestellten Teilen (Balken) zusammensetzen, die auf dem Bau in eine feste Verbindung miteinander gebracht werden. Beispiele dieser Art sind die Visintini-Decke (Fig. 2g) und die Siegwart-Balkendecke (Fig. 2h).

Die Vorteile dieser Decken bestehen darin, daß die Balken unter guter Aufsicht und von geschulten Arbeitern sorgfältig in der Fabrik hergestellt werden können. Ferner tritt eine Verringerung der Schalungskosten ein, und der Bau der Decken kann rascher voranschreiten.

Nachteilig ist die Notwendigkeit eines großen Lagers, der Transport und die Schwierigkeit, eine vollkommene Verbindung der Einzelteile zu erzielen.

Schließlich sind die kreuzweise bewehrten Decken zu nennen mit

Eiseneinlagen nach zwei aufeinander senkrecht stehenden Richtungen, die sowohl bei reinen Eisenbetonplatten als auch bei Steineisendecken vorkommen. Bei der Verwendung von einfachen Lochsteinen wird es kaum möglich sein, ein Eindringen des Betons in die Hohlräume zu verhindern, wodurch ein Verlust an Betonmaterial und eine Erhöhung des Eigengewichtes eintritt. Dies führte zur Verwendung von allseits geschlossenen Hohlsteinen.

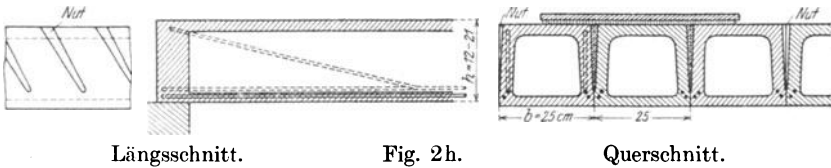


Längsschnitt.

Fig. 2g.

Querschnitt.

Eine Näherungsberechnung für Decken, die in beiden Richtungen tragfähige Eiseneinlagen besitzen, geht von der Annahme aus, daß die Durchbiegung in der Mitte für beide Belastungsrichtungen gleich ist und daß man die Belastung im umgekehrten Verhältnis zu den vierten Potenzen der Spannweiten verteilt.



Längsschnitt.

Fig. 2h.

Querschnitt.

Bei dieser Näherung werden diese Decken rationell für quadratische Grundrisse. Ist z. B. eine Seite das $1\frac{1}{2}$ fache der anderen Seite, so kommt auf die kürzere Seite so viel von der Gesamtlast, daß man zweckmäßiger von dieser Art Decken absieht.

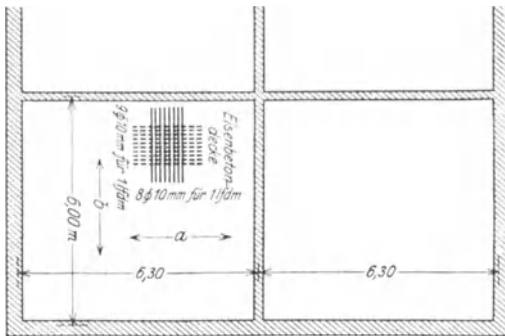


Fig. 3a.

Ein Beispiel für eine durchlaufende, kreuzweise bewehrte Eisenbetondecke mit den Spannweiten $l_a = 6,30$ m in der Richtung a und in der anderen Richtung $l_b = 6,0$ m (Fig. 3a). Die Decke wurde 18 cm stark angenommen bei einer Nutzlast von 250 kgqm.

Das Eigengewicht der Platte ist:	0,18 · 2400 = 432 kg/qm
Deckenputz	20 „
Estrich	60 „

ständige Belastung	$g = 512$ kg/qm
Nutzlast	$p = 250$ „

Die Näherungsberechnung nimmt die Verteilung der Lasten nach der:

$$\text{Richtung } a: (g + p)_a = (g + p) \cdot \frac{6,0^4}{6,3^4 + 6,0^4} = (g + p) \cdot 0,45$$

$$\text{„ } b: (g + p)_b = (g + p) \cdot 0,55 .$$

Für die Richtung a wird mit Hilfe der Winklerschen Zahlen:

$$M_a = (0,07 \cdot 512 + 0,096 \cdot 250) \cdot 0,45 \cdot 6,3^2 = 1070 \text{ mkg.}$$

Die gewählten Abmessungen sind:

$$h = 18,0 \text{ cm} \quad h' = h - a = 15,5 \text{ cm}$$

$$8 \varnothing 10 \text{ m/m} = 6,28 \text{ qcm}^2.$$

Der Spannungsnachweis ergibt:

$$x = \frac{10 \cdot 6,28}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 15,5}{10 \cdot 6,28}} - 1 \right] = 3,8 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 10700}{100 \cdot 3,8 \left(15,5 - \frac{3,8}{3} \right)} = 39,7 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = \frac{107000}{6,28 \cdot \left(15,5 - \frac{3,8}{3} \right)} = 1200 \text{ kg/qcm.}$$

In der Richtung b bilde die Platte das Endfeld eines über fünf Stützen durchlaufenden Trägers:

$$M_b = (0,077 \cdot 512 + 0,1 \cdot 250) \cdot 0,55 \cdot 6,0^2 = 1270 \text{ mkg.}$$

Die gewählten Abmessungen sind:

$$h = 18,0 \text{ cm} \quad h - a = 15,5 \text{ cm}$$

$$9 \varnothing 10 \text{ mm} = 7,07 \text{ qcm.}$$

Der Spannungsnachweis ergibt hier:

$$x = \frac{10 \cdot 7,07}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 16,5}{10 \cdot 7,07}} - 1 \right] = 4,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 127000}{100 \cdot 4,2 \left(16,5 - \frac{4,2}{3} \right)} = 40,0 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = \frac{127000}{7,07 \left(16,5 - \frac{4,2}{3} \right)} = 1190 \text{ kg/qcm.}$$

Das Stützenmoment in Richtung a ist:

$$M'_a = 0,125 (512 + 250) \cdot 0,45 \cdot 6,3^2 = -1700 \text{ mkg.}$$

Die Deckenstärke wird hier um die Stärke der Voute (6 cm) größer:

$$h = 18 + 6 = 24 \text{ cm} \quad h - a = 22,5 \text{ cm.}$$

Gewählt:

$$10 \text{ } \varnothing 10 \text{ m/m} = 7,85 \text{ qcm.}$$

Der Spannungsnachweis ergibt:

$$x = \frac{10 \cdot 7,85}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 22,5}{10 \cdot 7,85}} - 1 \right] = 5,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 170000}{100 \cdot 5,2 \left(22,5 - \frac{5,2}{3} \right)} = 31,5 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = \frac{170000}{7,85 \left(22,5 - \frac{5,2}{3} \right)} = 1040 \text{ kg/qcm.}$$

Das Stützenmoment in Richtung b ergibt sich:

$$M'_b = (0,107 \cdot 512 + 0,121 \cdot 250) \cdot 0,55 \cdot 6,0^2 = -1680 \text{ mkg,}$$

daher dieselben Abmessungen wie in der Richtung a .

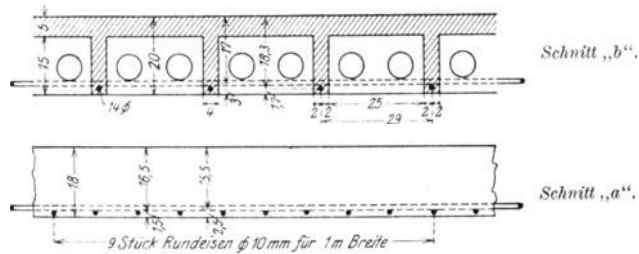


Fig. 3 b.

Ein Beispiel für eine kreuzweise bewehrte Hohlsteindecke unter denselben Voraussetzungen wie vorher (Fig. 3 b).

Bei denselben Spannweiten ergibt sich eine Belastung:

Überbeton	$0,05 \cdot 2200 = 110$	kg/qm
Hohlsteine einschl. Betonrippen =	150	„
Deckenputz	= 20	„
Estrich	= 60	„
	<hr/>	
Eigengewicht	$g = 340$	kg/qm
Nutzlast	$p = 250$	„

Sonach wird das Moment in der Richtung a :

$$M_a = (0,07 \cdot 340 + 0,096 \cdot 250) \cdot 0,45 \cdot 6,3^2 = 850 \text{ mkg}$$

pro Rippe $M_r = 850 \cdot 0,29 = 245 \text{ mkg}.$

Bei einer Steinhöhe von 15 cm und der Stärke des Überbetons von 5 cm ist die nutzbare Höhe $h' = 15 + 5 - 3 = 17,0 \text{ cm}$. Die Eiseneinlage pro Rippe wird mit $1 \varnothing 14 \text{ mm} = 1,54 \text{ qcm}$ angenommen. Der Spannungsnachweis ergibt dann:

$$x = \frac{10 \cdot 1,54}{29} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 29 \cdot 17,0}{10 \cdot 1,54}} - 1 \right] = 3,7 \text{ cm}.$$

Die Nulllinie fällt noch in den Überbeton:

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 24500}{29 \cdot 3,7 \left(17,0 - \frac{3,7}{3} \right)} = 29,0 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = \frac{24500}{1,54 \left(17,0 - \frac{3,7}{3} \right)} = 1010 \text{ kg/qcm}.$$

In der Richtung b ist

$$M_b = (0,077 \cdot 340 + 0,1 \cdot 250) \cdot 0,55 \cdot 6,0^2 = 1010 \text{ mkg};$$

pro Rippe $M_r = 1010 \cdot 0,29 = 293 \text{ mkg}.$

Bei einer nutzbaren Höhe $h' = 15 + 5 - 1,7 = 18,3 \text{ cm}$;

Eiseneinlage pro Rippe $1 \varnothing 14 \text{ mm} = 1,54 \text{ qcm}.$

Der Spannungsnachweis ist wie folgt:

$$x = \frac{10 \cdot 1,54}{29} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 29 \cdot 18,3}{10 \cdot 1,54}} - 1 \right] = 3,9 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 29300}{29 \cdot 3,9 \left(18,3 - \frac{3,9}{3} \right)} = 30,5 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = \frac{29300}{1,54 \left(18,3 - \frac{3,9}{3} \right)} = 1120 \text{ kg/qcm}.$$

Das Stützenmoment in der Richtung a ist:

$$M'_a = 0,125 (340 + 250) \cdot 0,45 \cdot 6,3^2 = 1317 \text{ mkg}.$$

Im Bereich der negativen Momente ist an Stelle der Hohlsteine Vollbeton vorgesehen. Die nutzbare Höhe $h' = 20 - 1,6 = 18,4 \text{ cm}$; gewählt wurden Eiseneinlagen $\varnothing 12 \text{ mm}$ i. Abstände $e = 14,5 \text{ cm}$, also pro 100 cm Platte

$$f_e = \frac{1,13 \cdot 100}{14,5} = 7,8 \text{ qcm}$$

Der Spannungsnachweis ist:

$$x = \frac{10 \cdot 7,8}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 18,4}{10 \cdot 7,8}} - 1 \right] = 4,6 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 131\,700}{100 \cdot 4,6 \left(18,4 - \frac{4,6}{3} \right)} = 34,0 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = \frac{131\,700}{7,8 \left(18,4 - \frac{4,6}{3} \right)} = 1000 \text{ kg/qcm.}$$

Das Stützenmoment in Richtung b ist:

$$M_b = (0,107 \cdot 340 + 0,121 \cdot 250) \cdot 0,55 \cdot 6,0^2 = 1317 \text{ mkg.}$$

Die Dimensionierung erfolgt wie in Richtung a .

Für die Berechnung der Schubspannungen an den Endauflagern bestimmt man die Querkräfte. In der Richtung a :

$$A_a = 0,375 (340 + 250) \cdot 0,45 \cdot 6,3 = 630 \text{ kg.}$$

In der Richtung b :

$$A_b = 0,39 (340 + 250) \cdot 0,55 \cdot 6,0 = 760 \text{ kg.}$$

Die größere Auflagerkraft in Richtung b ergibt pro Rippe:

$$A'_b = 760 \cdot 0,29 = 220 \text{ kg.}$$

Bei Annahme einer Rippenbreite von $b = 4 \text{ cm}$ ist die Schubspannung:

$$\tau = \frac{220}{4 \left(18,3 - \frac{3,9}{3} \right)} = 3,2 \text{ kg/qcm.}$$

In der Regel kann man auch hier von einem Nachweis der Schubspannungen absehen.

Wir sehen aus dem Vorstehenden, daß es sich um grobe Annäherungen handelt, die zum Teil von den tatsächlichen Verhältnissen sehr erheblich abweichen. Für die Berechnung von Hohlsteindecken wird man sich mit dieser Methode begnügen können, nicht aber für Eisenbetondecken. Auf diese Aufgabe wird bei der Besprechung der trägerlosen Decken noch zurückgekommen.

3. Konstruktion und Berechnung der Unterzüge.

Wie in Band I an Hand der Versuche gezeigt wurde, darf man auf eine Mitwirkung der Platten bis zu $\frac{1}{3}$ der Spannweite der Unterzüge rechnen. In der Regel wird die mitwirkende Plattenbreite B kleiner als $\frac{1}{3}$ der Spannweite sein, weil die Unterzüge näher aneinan-

der liegen. Bei großen Spannweiten und dünnen Platten wird zu untersuchen sein, ob und wie weit auf eine Mitwirkung der Platten gerechnet werden darf (Bd. I, S. 401).

Die Wirkungsweise der Unterzüge im Rahmen der ganzen Konstruktion ist weniger einfach, als sie meist für die Berechnung angenommen wird. Es ist daher notwendig, die Wirkung der Unterzüge im Zusammenhang mit den anderen Elementen der Stockwerksrahmens zu betrachten.

Aus dem nebenstehend skizzierten Gerippe (Fig. 4a) des ganzen Tragwerkes betrachten wir den Unterzug U_{II}^2 der Decke über dem II. Obergeschoß als Glied des Stockwerksrahmens.

Eine genaue Untersuchung des Stockwerksrahmens ist z. B. von Strassner¹⁾ durchgeführt worden, auf die an dieser Stelle besonders verwiesen werde.

Die Berechnung des vorliegenden Beispiels als Rahmenkörper, der einmal fest eingespannt (Fig. 4b), das andere Mal gelenkig gelagert ist (Fig. 4c), wurde unter der Voraussetzung durchgeführt, daß die durch die Decken übertragene Last so in Rechnung gesetzt wird, als wären die Decken frei aufgelagert. Ferner wurde angenommen, daß die Lage der statischen Achse, welche die Schwerpunkte aller wirksamen Querschnittsflächen verbindet, mit der Schwerachse des ideellen homogenen Betonquerschnittes zusammenfällt.

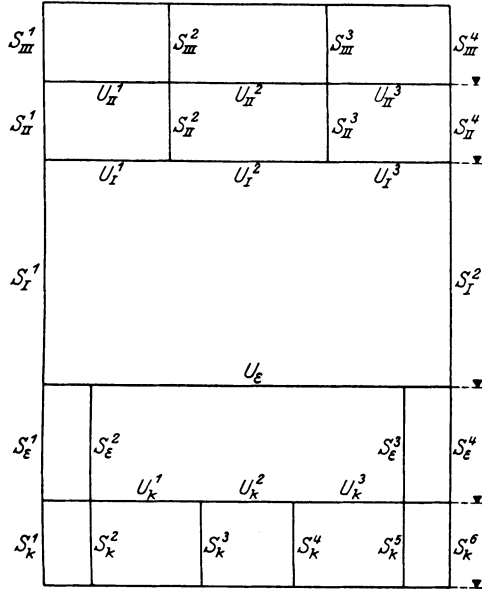


Fig. 4a.

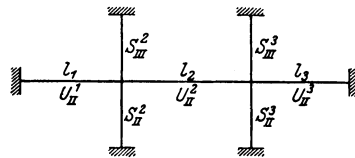


Fig. 4b.

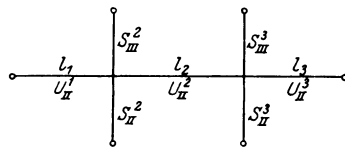


Fig. 4c.

¹⁾ Beiträge zur Theorie kontinuierlicher Eisenbetonkonstruktionen besonders der mehrstöckigen Rahmen usw. 1912 und Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger, 1916; beide Werke im Verlage Ernst & Sohn, Berlin.

Bezeichne:

U_{II}^1, U_{II}^2 und U_{II}^3 die Querschnitte der Unterzüge;
 $S_{II}^1, S_{II}^2, S_{II}^3, S_{II}^4$ die dazugehörigen Stützen im zweiten Ober-
 geschoß;

und $S_{III}^1, S_{III}^2, S_{III}^3, S_{III}^4$ die entsprechenden Stützen im dritten Ober-
 geschoß,

so ergeben sich z. B. für die in Fig. 4d angenommenen Querschnitte
 die Querschnittsflächen F , die statischen Momente S_0 , die Schwer-

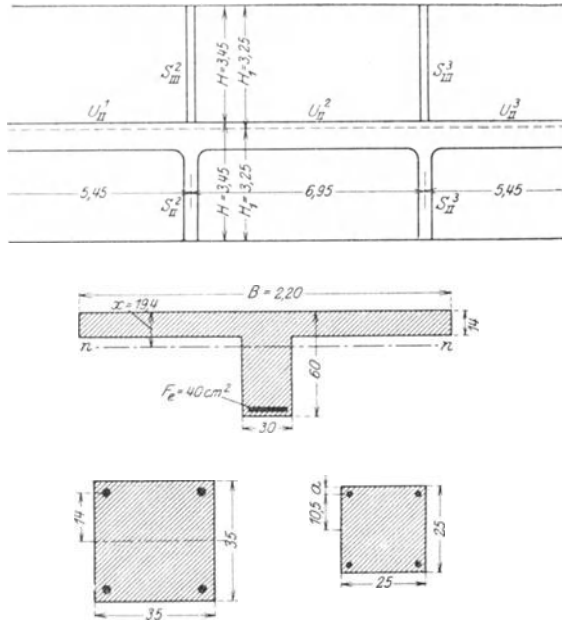


Fig. 4d.

punktlagen x und die Trägheitsmomente J_x auf die Bezugsachse wie folgt:

	Querschnitt F in cm^2	St. Moment S_0 in cm^3	Trägheitsmoment J_0 in cm^4
U_{II}^2	$14 \cdot 220$	3080	$3080 \cdot 7 = 21\ 560$
	$46 \cdot 30$	1380	$1380 \cdot 37 = 51\ 100$
	$\frac{10 \cdot 40}{F} = \frac{400}{4860}$	$\frac{400}{S_0} = \frac{400 \cdot 55}{94\ 660}$	$\frac{22\ 000}{94\ 660}$
			$J_0 = \frac{10 \cdot 40 \cdot 55^2}{3} = 1\ 210\ 000$
			$J_0 = 3\ 544\ 000$
$x = \frac{S_0}{F} = \frac{94\ 660}{4860} = 19,4\ cm;$		$\frac{F x^2}{J_x} = \frac{4860 \cdot 19,4^2}{1\ 714\ 000} = 1\ 830\ 000$	
		$J_x = J_0 - F x^2 = 1\ 714\ 000\ cm^4$	

Für U_{II}^1 , U_{II}^3 werden J_x geschätzt mit $0,8_2 J_0$ von U_{II}^2

$$S_{II}^1 \text{ hat ein } J_x = \frac{35^4}{12} = 125\,500$$

$$+ 10 \cdot 12,57 \cdot 14^2 = \frac{24\,600}{J_x = 150\,100 \text{ cm}^4}$$

$$\text{und } S_{III}^1 \text{ hat ein } J_x = \frac{25^4}{12} = 32\,500$$

$$+ 10 \cdot 6,16 \cdot 10,5^2 = \frac{6\,800}{39\,300 \text{ cm}^4}$$

Die vorstehend berechneten Querschnitte sind dem ausgeführten Beispiel entnommen und sind unter Zugrundelegung der allgemein üblichen und zulässigen Berechnungsmethoden ermittelt worden, wenn Unterzüge und Stützen als getrennte Konstruktionseinheiten betrachtet werden.

Bei der Berechnung der Trägheitsmomente der in Betracht gezogenen Unterzüge und Stützen wird angenommen, daß es sich um ideale homogene und nicht gerissene Betonquerschnitte handelt, bei denen der Eisenquerschnitt mit dem n -fachen Wert eingesetzt wurde.

Wir haben hier die Trägheitsmomente für je einen Stützenquerschnitt und für den Unterzugsquerschnitt in Feldmitte berechnet. Diese Werte müssen sich ändern, wenn die Lage und die Zahl der Eisen im Querschnitt sich ändern, wie dies z. B. bei den Unterzügen gegen das Auflager hin der Fall ist. Sie ändern sich ferner mit der gegen die Auflager zunehmenden Querschnittshöhe, und wenn auf die Mitwirkung der Zugspannungen im Beton verzichtet wird. Daraus folgt, daß man für den Verlauf der Trägheitsmomente über die ganze Länge des Trägers kaum einen ganz zuverlässigen Ausdruck finden wird, der den tatsächlichen Verhältnissen Rechnung trägt. Auch die Annahme eines Mittelwertes aus den Trägheitsmomenten in Feldmitte und an den Auflagern, wie dies bei manchen Berechnungsmethoden angenommen wird, ist nach Vorstehendem ebenso wenig zutreffend, wie die Annahme eines gleichbleibenden Trägheitsmomentes.

In dem Zahlenbeispiel kommt ferner klar zum Ausdruck, daß nicht nur die Berechnung der Schwerpunktsachse und damit der statischen Achse sowohl als auch die Bestimmung von F und J mit den tatsächlichen Verhältnissen nur schwer in Übereinstimmung zu bringen sein wird.

Bedenkt man ferner, daß der Elastizitätsmodul $E_{b,d}$ mit der Spannung veränderlich ist, so ist damit eine weitere Unsicherheit in der Berechnung der statisch unbestimmten Träger gekennzeichnet.

Unter den vorher angeführten Voraussetzungen wurde der Verlauf der charakteristischen Momente für den Unterzug U_{II}^2 bestimmt als

Glied eines kontinuierlichen Trägers, eines gelenkigen und eines fest eingespannten Rahmens. In den beiden letzten Fällen wurden die Nebenmomente nicht berücksichtigt, die dadurch entstehen, daß sich die Knotenpunkte infolge der dort auftretenden, aus der Momentenübertragung resultierenden Horizontalkräfte verschieben. (Außerdem wären noch Zuschläge infolge der Normal- und Querkkräfte hinzuzufügen.) Doch sind diese Einflüsse prozentual gering und haben dieselbe Bedeutung wie die Nebenspannungen bei Eisenkonstruktionen.

Für die Knotenmomente ergaben sich in dem vorstehendem Falle folgende α -Werte:

bei fest eingesp. Rahmen; bei Gelenkrahmen u. b. kont. Trägern
für Eigengewicht: $\alpha_g =$

$$\begin{array}{ccc} + & - & + & - & + & - \\ - & \frac{1}{13,4}; & - & \frac{1}{12,35}; & - & \frac{1}{12,4}; \end{array}$$

für Nutzlast: $\alpha_p =$

$$\frac{1}{148} \quad \frac{1}{12,3}; \quad \frac{1}{97,3} \quad \frac{1}{11,0}; \quad \frac{1}{98,5} \quad \frac{1}{11,0}.$$

Für Eigengewicht ist der Unterschied für α_g in allen drei Fällen gering. Größer ist der Unterschied für α_p bei Nutzlasten. Das größte Auflagermoment ergibt sich bei der Berechnung nach der Theorie der kontinuierlichen Träger, das kleinste beim eingespannten Rahmen. Der Unterschied würde beträchtlich größer werden, wenn die Trägheitsmomente von Unterzügen und Stützen nicht so verschieden groß werden wie in vorliegendem Beispiel. Mit zunehmender Stärke der Stützen würde deren Trägheitsmoment größer werden und sich demjenigen der Unterzüge nähern, wodurch der Unterschied in den größten Momenten bei den drei Konstruktionsarten und den entsprechenden Koeffizienten weit mehr in die Augen fallen würden.

Für die Feldmomente ergaben die Berechnungen nachfolgende Koeffizienten:

bei fest eingesp. Rahmen; bei Gelenkrahmen u. b. kont. Trägern
für Eigengewicht: $\alpha_g =$

$$\begin{array}{ccc} + & - & + & - & + & - \\ \frac{1}{19,8} & - & \frac{1}{22,7} & - & \frac{1}{22,6} & - \end{array};$$

für Nutzlast: $\alpha_p =$

$$\frac{1}{15,4} \quad \frac{1}{68,5}; \quad \frac{1}{14,2} \quad \frac{1}{38,0}; \quad \frac{1}{13,4} \quad \frac{1}{33,1}.$$

Auch hier sind Unterschiede zu verzeichnen, für Eigengewicht weniger als für Nutzlast. Am kleinsten werden die Momente beim fest

eingespannten Rahmen, am größten beim kontinuierlichen Träger, wie zu erwarten war.

Diese vorangehenden Vergleichsberechnungen beziehen sich auf einen ganz bestimmten Fall. Die Endergebnisse, wie sie im vorstehenden durch Nebeneinanderstellung der Koeffizienten α zum Ausdruck kommen, zeigen, daß die sehr umständliche Berechnung der Unterzüge als Glied des ganzen Tragwerkes nicht gerechtfertigt erscheint, besonders wenn man bedenkt, daß die Annahmen für die statische Achse und für die Trägheitsmomente nicht mit den tatsächlichen Verhältnissen übereinstimmen. Berechnet man bei Stockwerksrahmen mit hohen Stockwerken auch den Einfluß der Windkräfte, berücksichtigt man ferner die durch die Temperaturveränderungen hervorgerufenen Zusatzmomente, so werden die der Bemessung der Querschnitte zugrunde zu legenden Momente nicht unbedeutend erhöht. Man wird daher in unserem Falle von den Ergebnissen der genauen Berechnung nur wenig abweichen, wenn man folgende Werte annimmt:

Für die Unterzüge wird bei Eigengewicht das Moment über den Stützen $M_1 = -\frac{gl^2}{12}$ bis $-\frac{gl^2}{10}$ und für das Feldmoment M_2 bis zu $\frac{gl^2}{24}$ anzunehmen sein, je nach dem Grad der erreichbaren Einspannung.

Je mehr sich das Trägheitsmoment der Stützen demjenigen des Unterzuges nähert, je breiter die Stütze wird, desto kleiner kann α gewählt werden.

Bei Nutzlasten darf unter den gleichen Bedingungen in Rechnung gesetzt werden:

$$\text{für das Auflagermoment: } M = -\frac{pl^2}{11} \text{ bis } -\frac{pl^2}{10}$$

$$\text{für das Feldmoment: } M = \frac{pl^2}{16} \text{ bis } \frac{pl^2}{13}.$$

Vorstehende Betrachtungen im Zusammenhang mit dem bei Berechnung der Platten Gesagten ergeben nachstehende Folgerungen:

Bei sehr großen Feldweiten und hohen Belastungen wird sich für die Unterzüge zur Ermittlung der Momente und Querkräfte für die ungünstigsten Lastverteilungen die Annahme der Wirkung kontinuierlicher Träger empfehlen. Dabei ist zu beachten, daß diese Werte größer sind als die wirklich auftretenden und daß die erzielte Sicherheit damit wächst.

Bei kleinen Spannweiten und kleinen Belastungen kann man sich für die Berechnung der größten Feldmomente und Auflagermomente mit Vorteil der vorher angegebenen Durchschnittskoeffizienten bedienen.

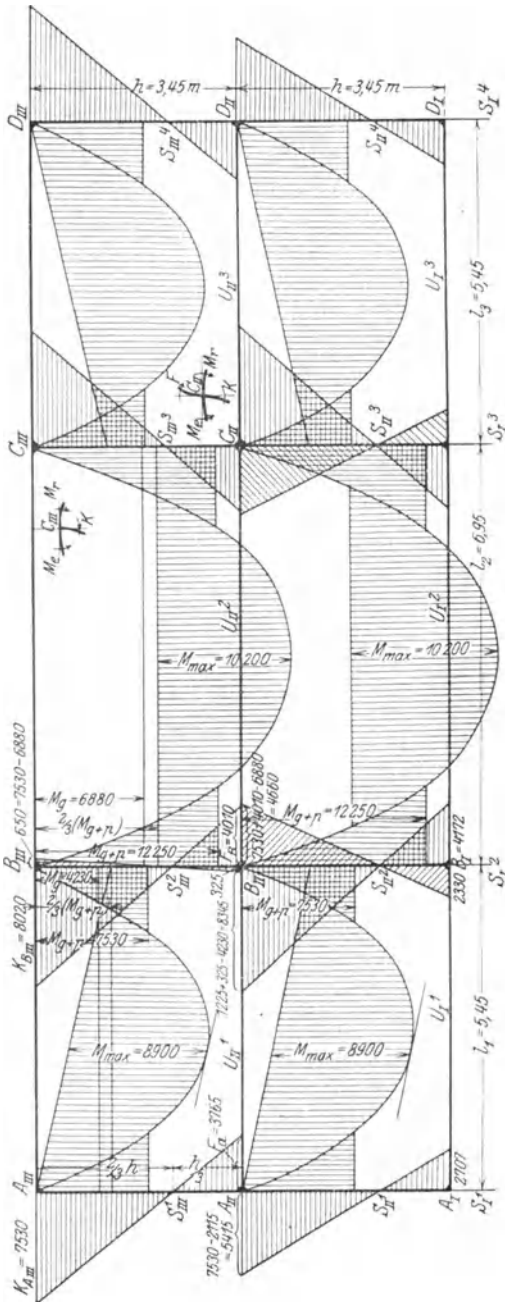


Fig. 4c.

Eine sehr gute Übersicht über die Verteilung der bei den Unterzügen wirkenden Momente innerhalb eines Stockwerksrahmens gibt das in den österreichischen Vorschriften enthaltene Näherungsverfahren.

Für die Knoten- (Auflager) Momente M_1 werden die Unterzüge als vollkommen eingespannt gerechnet.

Die abwärts biegenden Feldmomente M_2 in den Mittelfeldern werden mit $\frac{2}{3} M_1$ berechnet, unter der Annahme teilweiser Einspannung. Hierbei soll eine Einspannung an den Endstützen nicht berücksichtigt werden.

Für die Stützen werden die Momentennullpunkte in den unteren Drittelpunkten angenommen. Für die Einspannmomente K am Kopfe werden die vollen Einspannmomente M_1 der anschließenden Balken bei ungünstigster Feldbelastung angenommen. Das Einspannmoment F am Fuß der Stütze wird mit $\frac{K}{2}$ gerechnet.

Da in jedem Knoten die Summe der Momente gleich Null sein muß, ergibt sich

daraus eine Beziehung zwischen Säulen- und Balkenmomenten.

Die ungünstigsten Momente der Balken entstehen bei Vollbelastung

der Felder, die größten Beanspruchungen der Säulen bei dem größten Unterschied der Einspannmomente der benachbarten Balken, d. i. wenn ein Balkenfeld belastet, das Nachbarfeld unbelastet ist.

Die Querkräfte sollen wie bei durchlaufenden Trägern berechnet werden.

In Fig. 4e ist für unser Beispiel auf Grund des vorstehend beschriebenen Näherungsverfahrens der Verlauf der Momente aufgetragen.

Wir wollen diese Darstellung zum Ausgang unserer Betrachtungen über die Bemessung der Querschnitte für die Unterzüge und die Stützen machen.

Legt man den T -Querschnitt in Fig. 4d der Berechnung des Eigengewichtes zugrunde (unter Vernachlässigung der Eiseneinlagen), nimmt man ferner die Nutzlast mit 325 kg/qm an bei einer Binderentfernung von $4,10 \text{ m}$, so ergeben sich für die

	Öffnungen bei den Spannweiten	l_1 und l_2 5,45 6,95 m	
Eigenlast $g = 2400$	$(4,10 \cdot 0,14 + 0,30 \cdot 0,46)$	$= 1\ 710$	$1\ 710 \text{ kg/lfm}$
Nutzlast $p = 325 \cdot 4,10$		$= 1\ 332$	$1\ 332 \text{ „}$
	$g + p$	$= 3\ 042$	$3\ 042 \text{ „}$
	$g l^2$	$= 50\ 800$	$82\ 600 \text{ kgm}$
	$p l^2$	$= 39\ 600$	$64\ 400 \text{ „}$
	$(g + p) l^2$	$= 90\ 400$	$147\ 000 \text{ „}$

Das Knotenmoment im Balken bei vollständiger Einspannung ist

$$\begin{aligned} \text{infolge Eigenlast } g M_1 &= \frac{g l^2}{12} = 4\ 230 && 6\ 880 \text{ kgm} \\ \text{infolge Nutzlast } p M_1 &= \frac{p l^2}{12} = \underline{3\ 300} && \underline{5\ 370 \text{ „}} \\ M_{1 \max} &= \frac{(g + p) l^2}{12} = 7\ 530 && 12\ 250 \text{ „} \end{aligned}$$

Bei teilweiser Einspannung ist $M_2 = \frac{2}{3} M_1$ und das Knotenmoment infolge

$$\begin{aligned} \text{Eigenlast } g M_2 &= 2\ 820 && 4\ 580 \text{ kgm} \\ \text{infolge Nutzlast } p M_2 &= 2\ 200 && 3\ 580 \text{ „} \\ M_{2 \max} &= \underline{5\ 020} && \underline{8\ 160 \text{ „}} \end{aligned}$$

Beim einfachen Träger ist $M_g = \frac{g l^2}{8} = 6\ 350$ $10\ 300 \text{ „}$

$$M_p = \frac{p l^2}{8} = 4\ 950 \quad 8\ 050 \text{ „}$$

$$M_g + M_p = M_{\max} = \underline{11\ 300} \quad \underline{18\ 380 \text{ kgm}}$$

Danach ist nach Fig. 20 in der Öffnung l_1 $M_{\max} = 8\ 900 \text{ kgm}$
in der Öffnung l_2 $M_{\max} = 10\ 220 \text{ kgm}$.

Diese beiden Werte für M_{\max} legen wir der Querschnittsbemessung in der Feldmitte der Unterzüge U_i^{1-3} zugrunde; in der Öffnung l_2 ist $M_{\max} = 10220 \text{ kgm} = \frac{1}{14,4} (g + p) l^2$; in den Öffnungen l_1 und l_3 ist $M_{\max} = 8900 \text{ kgm} = \frac{1}{10,1} (g + p) l^2$.

Für die Querschnitte über den Auflagern verwenden wir die Auflagermomente der Unterzüge $M_{1\max}$. Über den Endstützen

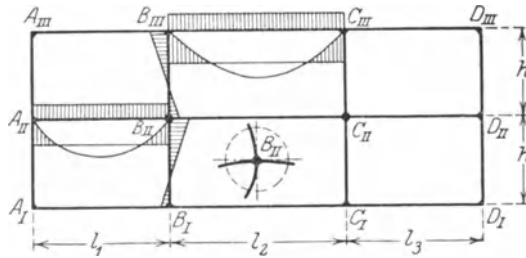


Fig. 4f.

ist sonach $M_{1\max} = -7530 \text{ kgm}$ und über den Mittelstützen ist $M_{1\max} = -12250 \text{ kgm}$, was in beiden Fällen dem Einspannungskoeffizienten $\beta = \frac{1}{12}$ entspricht.

In den Stützen treten Biegemomente auf, deren Größe sich nach dem Näherungsverfahren wie folgt ergibt:

Im oberen Geschoß ist	in A;	in B	
das Kopfmoment $K = 7530$		8020	650 kgm
das Fußmoment $F = 3765$		4010	325 „
Im unteren Geschoß ist	in A;	in B	
das Kopfmoment $K = 5415$		8345	4660 „
das Fußmoment $F = 2707$		2330	4172 „

(Diese Werte ergeben sich bei der Belastung nach Fig. 4f.)

Die Querkräfte ergeben ihre Größtwerte $Q_{\max} = 0,6 (g + p) l$.
 Sonach ist im Endfeld $Q_{\max} = 0,6 \cdot 3042 \cdot 5,45 = 10000 \text{ kg}$
 im Mittelfeld $= 0,6 \cdot 3042 \cdot 6,95 = 12700 \text{ kg}$.

a) Querschnittsbemessung der Unterzüge.

Entscheidend für die Querschnittsbemessung sind in jedem Felde jeweils die Mitten- und Auflagerquerschnitte; letztere müssen große Querkräfte und Momente, erstere in der Hauptsache nur Momente aufnehmen. Am besten legt man zuerst den Mittenquerschnitt fest, da dieser für die Gestaltung des Raumes in erster Linie entscheidend ist. Hierbei ist zu beachten, daß die Stegbreite b der Unterzüge aus kon-

struktiven Gründen, insbesondere mit Rücksicht auf eine gute Verteilung der Eiseneinlagen, ein gewisses Mindestmaß nicht unterschreiten darf. Die eventuell notwendige Vergrößerung der Auflagerquerschnitte infolge der negativen Momente muß dem Mittelquerschnitt angepaßt werden.

Die Gleichungen (24) bis (37), S. 381ff. im I. Bd., gestatten bei gegebenen Abmessungen der Unterzüge die in Beton und Eisen auftretenden Spannungen zu ermitteln.

Angenommen, der Querschnitt des Unterzuges U_{II}^2 habe die Abmessungen von Fig. 4d, wobei die mitwirkende Plattenbreite $B = 120$ cm gewählt wird. Wenn auch mit der Mitwirkung einer größeren Plattenbreite gerechnet werden kann, so wird mit Rücksicht auf die geringe Breite und Höhe des Trägers für die Berechnung B nur gleich der doppelten Höhe h gesetzt.

Das größte Feldmoment wird nach dem Näherungsverfahren mit $M_{\max} = 10\,220$ kgm eingesetzt; die Binderentfernung betrage 4,10 m.

Danach ergibt der Spannungsnachweis für U_{II}^2 unter Vernachlässigung des auf Zug beanspruchten Querschnittsteiles des Betons:

Nach Gleichung (33), Bd. I, ist

$$x \leq \frac{Bd - bd + nF_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b[Bd^2 - bd^2 + 2nF_e h']}{[nF_e + d(B - b)]^2}} \right],$$

wenn angenommen wird, daß $x > d$ ist.

Für $n = 10$ wird

$$x = \frac{(120 - 30)14 + 10 \cdot 40}{30} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{30[14^2(120 - 30) + 20 \cdot 40 \cdot 55]}{[10 \cdot 40 + 14(120 - 30)]^2}} \right] = 16,6$$

$x = 16,6$ cm ($> d = 14$), wie angenommen.

Das Trägheitsmoment J_x des wirksamen Querschnittes ist:

$$\begin{aligned} J_x &= \frac{Bx^3}{3} - \frac{(B - b)(x - d)^3}{3} + nF_e(h' - x)^2 = \\ &= \frac{120 \cdot 16,6^3}{3} - \frac{90 \cdot 2,6^3}{3} + 10 \cdot 40(55 - 16,6)^2 = \\ &= 772270 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Es wird dann:

$$\sigma_{bd} = \frac{Mx}{J_x} = \frac{1022000 \cdot 16,6}{772270} \approx 22 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = \frac{n \cdot M(h' - x)}{J_x} = \frac{10 \cdot 1022000 \cdot 38,4}{772270} = 507 \text{ kg/qcm}.$$

Berechnet man x nach Gleichung (35) unter Vernachlässigung des gedrückten Steges, so wird

$$x = \frac{\frac{B d^2}{2} + n h' F_e}{dB + n F_e} = \frac{\frac{120 \cdot 14^2}{2} + 10 \cdot 55 \cdot 40}{120 \cdot 14 + 10 \cdot 40} = 16,2 \text{ cm},$$

$$J_x = \frac{120 \cdot 16,2^3}{3} - \frac{(120 - 30) 2,2^3}{3} + 10 \cdot 40 \cdot 38,8^2 = 704240 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{1022000 \cdot 16,2}{704240} = 23,5 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{1022000 \cdot 38,8}{704240} = 563 \text{ kg/qcm}.$$

Die Berechnung von x nach Gleichung (35) ist einfacher als nach Gleichung (33).

Die Ergebnisse werden sich um so mehr nähern, je geringer der Unterschied zwischen x und d und je kleiner b und h ist. Der Spannungsnachweis zeigt, daß die errechneten Spannungen im Beton und im Eisen die zulässigen nicht erreichen, daß sonach der Querschnitt unwirtschaftlich ist.

Auf eine volle Ausnutzung des Betons ist bei wirtschaftlicher Gestaltung des Querschnittes nicht zu rechnen, wie auf S. 422, Bd. I gezeigt wurde. Deshalb müssen wir versuchen, das Eisen im Querschnitt voll auszunutzen.

Aus der Gleichung $\sigma_e F_e \left(h' - \frac{d}{2} \right) = M = 1022000$ erhält man für $\sigma_e = 1200$.

$$F_e = \frac{1022000}{1200 \left(55 - 7 \right)} \cong 17,8 \text{ qcm}.$$

Wählt man $3 \varnothing 20 + 4 \varnothing 16$ mm, so wird $F_e = 17,38$ qcm.

Will man untersuchen, ob die Nulllinie in die Platte fällt, so bildet man zuerst $\frac{1}{\varphi} = \frac{B h'}{F_e} = 379$ und bestimmt x nach Gl. 1a).

Die Zusammenstellung I könnte dementsprechend erweitert werden)

$$x = n \varphi \left[\sqrt{1 + \frac{2}{n \varphi}} - 1 \right] h' = \frac{10}{379} \left[\sqrt{1 + \frac{2}{10} 379} - 1 \right] 55 = 12,8 \text{ cm}.$$

Es kommen sonach alle Berechnungsgrundlagen für den rechteckigen Querschnitt zur Anwendung.

$$\sigma_{bd} = \frac{2 M}{x B \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 1022000}{12,8 \cdot 120 (55 - 4,3)} \cong 26 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{1022000}{17,38 \cdot 50,7} = 1160 \text{ kg/cm}.$$

Würde man auch noch h verkleinern, so könnten die Betondruckspannungen besser ausgenutzt werden. Es empfiehlt sich aber nicht, bei der großen Spannweite des Unterzugs U_{II} h kleiner als 60 cm zu wählen, weil dadurch ein Auftreten von Zugrissen in der Feldmitte gefördert wird.

Bei der Dimensionierung eines T-förmigen Querschnitts bei gegebenen M , σ_{bd} , σ_e ist zu beachten, daß die Stärke d durch die Berechnung der Platte festgelegt ist, die mit Rücksicht auf die Entfernung der diese tragenden Unterzüge gewählt wurde.

Es handelt sich also um die Bestimmung der günstigsten oder (Mindest)-Höhe h und des dazu gehörenden Mindestquerschnitts F_e der Eiseneinlagen.

Hierbei wird man besonders unterscheiden müssen, ob es sich um Unterzüge mit schmalen Rippen und normalen Plattenstärken oder um Unterzüge mit breiten Rippen und verhältnismäßig kleinen Plattenstärken handelt.

Nimmt man sehr schmale Rippen an bei normalen Plattenstärken, so ist zu erwarten, daß die Nulllinie in die Platte hineinfällt oder daß $x - d$ nur sehr klein wird.

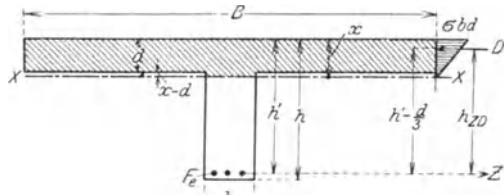


Fig. 4g.

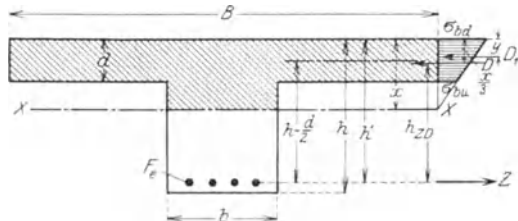


Fig. 4h.

Fällt die Nulllinie in die Platte, so kann der auf S. 16 dargestellte Gang der Berechnung und Zusammenstellung II angewendet werden.

Liegt die Nulllinie im Steg, aber in der Nähe des Plattenrandes, so daß $x - d$ sehr klein wird (Fig. 4g), so wird h_{zD} nur wenig verschieden sein von $h' - \frac{d}{3}$.

Man kann sich hier der für den rechteckigen Querschnitt abgeleiteten Gleichungen bedienen, wenn die Nulllinie nahezu mit dem Plattenrande zusammenfällt. Ist dies nicht der Fall, dann wendet man nachfolgenden Rechnungsgang an, wie er auch für Unterzüge mit breiten Rippen und geringen Plattenstärken gilt.

Unter Vernachlässigung der im Steg auftretenden Druckspannungen des Betons wird der Abstand y der Druckmittelkraft D als der Abstand des Trapezscherpunktes von dem oberen Rande gerechnet (Fig. 4h).

Es ist

$$y = \frac{d}{3} \cdot \frac{(3x - 2d)}{(2x - d)} \dots \dots \dots 3a)$$

dann wird

$$h_{zD} = h' - y = h' - \frac{d(3x - 2d)}{3(2x - d)} \dots \dots \dots 3b)$$

und

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e h_{zD}}$$

$$\sigma_e = \frac{n \sigma_{bd} (h' - x)}{x}$$

Zusammen-

$$\varphi = \frac{F_e}{B h'} ; \quad \frac{1}{\varphi} = \frac{B h'}{F_e} ; \quad s_1 = \frac{d}{h} ;$$

Für n = 10											
q	1/q	s ₁ = 0,10		s ₁ = 0,15		s ₁ = 0,20		s ₁ = 0,30		s ₁ = 0,40	
		s ₂	μ	s ₂	μ	s ₂	μ	s ₂	μ	s ₂	μ
0,01000	100	0,525	9,05	0,445	12,46	0,400	15,00	0,363	17,56	0,360	17,78
0910	10	502	9,92	424	13,57	381	16,24	348	18,73	347	18,83
833	20	483	10,71	405	14,67	365	17,41	335	19,86	338	19,57
769	30	463	11,60	389	15,72	350	18,57	323	20,94	330	20,30
715	40	446	12,44	373	16,79	337	19,72	313	21,92	321	21,12
0667	150	430	13,25	360	17,77	326	20,69	304	22,90	314	21,86
625	60	415	14,10	347	18,82	314	21,85	297	23,68	308	22,48
589	70	402	14,86	336	19,76	305	22,80	290	24,48	302	23,12
556	80	389	15,72	325	20,75	296	23,80	283	25,32	297	23,70
527	90	378	16,46	315	21,72	288	24,72	277	26,10	293	24,12
0500	200	367	17,27	306	22,68	280	25,72	272	26,76	289	24,62
477	10	356	18,08	298	23,55	273	26,65	266	27,60	286	24,98
455	20	347	18,82	290	24,50	267	27,46	262	28,18	282	25,48
435	30	338	19,57	283	25,32	261	28,30	258	28,74	278	25,94
417	40	330	20,32	276	26,25	255	29,20	254	29,38	275	26,34
0400	250	321	21,14	270	27,05	250	30,00	250	30,00	273	26,65
385	60	314	21,85	263	28,02	245	30,80	247	30,50	270	27,08
371	70	307	22,56	257	28,89	241	31,48	243	31,14	268	27,30
357	80	300	23,33	253	29,52	237	32,20	240	31,68	266	27,60
345	90	294	24,00	248	30,32	233	32,92	237	32,20	264	27,90
0333	300	288	24,72	243	31,15	229	33,68	235	32,54	262	28,18
323	10	281	25,57	239	31,85	225	34,48	233	32,92	260	28,48
313	20	276	26,28	234	32,75	222	35,08	231	33,28	258	28,74
303	30	271	26,88	230	33,50	218	35,88	229	33,68	256	29,08
294	40	266	27,68	226	34,25	216	36,30	227	34,08	254	29,40
0286	350	261	28,34	223	34,90	213	37,00	224	34,68	253	29,52
278	60	257	28,93	220	35,45	210	37,65	222	35,08	251	29,86
271	70	252	29,68	216	36,30	207	38,32	220	35,48	250	29,96
263	80	248	30,30	213	36,95	205	38,80	218	35,88	249	30,12

und

$$\mu = \frac{\sigma_e}{\sigma_{bd}} = \frac{n(h' - x)}{x} \dots \dots \dots 3c)$$

Für $q = \frac{F_e}{Bh'}$ und $d = s_1 h'$ wird

$$x = \frac{Bd^2 + nF_e h'}{Bd + nF_e} = \frac{s_1^2 + nq}{s_1 + nq} h' = s_2 h' \dots \dots \dots 3d)$$

Daraus läßt sich y, h_{zD}, σ_e und σ_{bd} nach vorstehenden Gleichungen berechnen und für $s_1 = \frac{d}{h'}$ verschiedene Werte eingesetzt, ergibt die Zusammenstellung III:

stellung III.

$$s_2 = \frac{s_1^2 + nq}{s_1 + nq}; \quad \mu = \frac{\sigma_e}{\sigma_{bd}} = \frac{n(1 - s_2)}{s_2}$$

Für $n = 15$											
q	$\frac{1}{q}$	$s_1 = 0,10$		$s_1 = 0,15$		$s_1 = 0,20$		$s_1 = 0,30$		$s_1 = 0,40$	
		s_2	μ	s_2	μ	s_2	μ	s_2	μ	s_2	μ
0,01000	100	0,620	9,19	0,538	12,86	0,486	15,87	0,434	19,56	0,418	20,88
0910	10	598	10,07	515	14,12	465	17,26	416	21,06	404	22,10
833	20	578	10,95	495	15,30	446	18,65	400	22,50	391	23,33
769	30	559	11,83	477	16,45	430	19,88	286	23,88	379	24,55
715	40	541	12,72	460	17,60	414	21,25	374	25,10	369	25,65
0667	150	525	13,56	445	18,68	400	22,50	362	26,45	360	26,68
625	60	510	14,42	431	19,77	387	23,75	353	27,50	352	27,65
589	70	495	15,29	418	20,90	376	24,90	343	28,75	344	28,60
556	80	482	16,12	405	22,08	365	26,10	335	29,75	338	29,35
527	90	469	16,98	394	23,05	355	27,25	327	30,86	331	30,28
0500	200	457	17,83	383	24,12	346	28,35	320	31,88	326	31,00
477	10	446	18,63	373	25,20	338	29,35	314	32,75	320	31,88
455	20	435	19,47	365	26,10	330	30,45	308	33,68	316	32,55
435	30	425	20,28	355	27,25	322	31,52	302	34,68	312	33,10
417	40	415	21,13	348	28,10	315	32,62	296	35,68	307	33,88
0400	250	406	21,94	339	29,25	308	33,70	292	36,38	303	34,52
385	60	398	22,68	332	30,20	301	34,82	287	37,30	299	35,08
371	70	389	23,54	325	31,15	296	35,70	282	38,25	297	35,50
357	80	381	24,35	318	32,20	291	36,52	278	38,94	295	35,87
345	90	374	25,08	311	33,25	285	37,66	274	39,75	293	36,20
0333	300	367	25,89	306	34,00	280	38,56	271	40,40	289	36,90
323	10	360	26,66	300	35,00	275	39,56	268	40,95	287	37,30
313	20	353	27,49	295	35,90	271	40,33	265	41,60	284	37,85
303	30	347	28,25	290	36,72	267	41,15	263	42,10	282	38,22
294	40	341	28,96	285	37,60	263	42,10	260	42,65	280	38,56
0286	350	335	29,76	280	38,55	259	42,90	258	43,15	278	38,94
278	60	329	30,60	276	39,35	255	43,80	256	43,60	276	39,28
271	70	324	31,28	272	40,15	252	44,55	252	44,55	274	39,75
263	80	319	32,04	268	40,95	249	45,20	248	45,45	272	40,12

Die von Saliger abgeleitete und für $n = 15$ durchgerechnete Zusammenstellung III ist hier für $n = 10$ gerechnet worden. Man bedient sich der Zusammenstellung III, um den Spannungsnachweis im T-Querschnitt rasch durchzuführen.

In unserem Beispiel S. 44 waren gegeben: $M = 10\,200 \text{ kgm}$; $b = 30 \text{ cm}$, $B = 120 \text{ cm}$; $d = 14 \text{ cm}$; $h' = 55 \text{ cm}$ und $F_e = 40 \text{ qcm}$. Will man die Zusammenstellung III benutzen, so bildet man:

$$\varphi = \frac{F_e}{B h'} = \frac{40}{120 \cdot 55} \cong 0,006 \quad \text{und} \quad s_1 = \frac{d}{h'} = \frac{14}{55} \cong 0,25.$$

Mit φ und s_1 erhält man durch Interpolation aus Zusammenstellung III:

$$s_2 \cong 0,300, \quad \mu \cong 22.$$

Sonach wird $x = s_2 h' = 0,3 \cdot 55 = 16,5 \text{ cm} > d$.

Aus $\sigma_e F_e h_{zD} = M$ erhält man

$$\sigma_e = \frac{M}{h_{zD} F_e} \left(h_{zD} = h' - \frac{x}{3} = 55 - 5,5 = 49,5 \right),$$

$$\sigma_e = \frac{1\,020\,000}{49,5 \cdot 40} \cong 515 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{\sigma_e}{\mu} = \frac{515}{22} \cong 23 \text{ kg/qcm}.$$

Im Nachfolgenden soll die Mindesthöhe h' und der dazugehörige Eisenquerschnitt F_e berechnet werden, wenn M , σ_e , σ_{bd} gegeben sind.

Ist wieder $d = s_1 h'$

und $h_{zD} = h' - y = h' - \frac{d(3x - 2d)}{3(2x - d)}$.

Setzt man ferner $x = s_2 h'$, so erhält man:

$$h_{zD} = \frac{6s_2 - 3s_1 - 3s_1s_2 + 2s_1^2}{3(2s_2 - s_1)} h'.$$

Es ist ferner

$$D = \frac{\sigma_{bd} + \sigma_{bu}}{2} d. B.$$

Für $\sigma_{bu} = \frac{x - d}{x} \sigma_{bd}$ wird

$$D = \frac{\sigma_{bd}(2s_2 - s_1)s_1}{2s_2} B h'.$$

Da $Z = D = F_e \sigma_e$, wird

$$F_e = \frac{\sigma_{bd}(2s_2 - s_1)s_1}{\sigma_e 2s_2} B h'.$$

Setzt man:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_{bd}} = \mu = \frac{n(h' - x)}{x},$$

so wird

$$\mu x = n(h' - x)$$

und

$$\frac{x}{h'} = \frac{n}{n + \mu} = s_2 \dots \dots \dots 4a)$$

Mithin wird

$$F_e = \frac{(2s_2 - s_1)s_1}{2\mu s_2} B h' = \underbrace{\frac{(2s_2 - s_1)s_1}{2n(1 - s_2)}}_{\varphi} B h'$$

$$F_e = \varphi B h' \dots \dots \dots 4b)$$

Zur Bestimmung der Mindesthöhe h' bedient man sich der Gleichung

$$M = D h_{zD} = \frac{s_1 [6s_2 - 3s_1(1 + s_2) + 2s_1^2] (2s_2 - s_1) \sigma_{bd}}{3(2s_2 - s_1) 2s_2} B h'^2$$

$$h' = \sqrt{\frac{6s_2}{[6s_2 - 3s_1(1 + s_2) + 2s_1^2] s_1 \sigma_{bd}}} \sqrt{\frac{M}{B}}$$

$$h' = r_2 \sqrt{\frac{M}{B}} \dots \dots \dots 4c)$$

Mit Hilfe der Gleichungen 4a) bis 4c) werden umseitige Zusammenstellungen IV berechnet, die man zum Dimensionieren verwenden kann.

Will man einen Querschnitt dimensionieren, der ein Moment M und die Höchstspannungen σ_e und σ_{bd} aufnehmen soll, so schätzt man zuerst $s_1 = \frac{d}{h'}$.

In unserem Fall ist

$$s_1 = \frac{d}{h'} = \frac{14}{55} \approx 0,25.$$

Für $s_1 = 0,25$ wird, wenn $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_{bd} = 30$ kg/qcm und $n = 10$
 $s_2 = 0,2$ und $x = 0,2 h' = 0,2 \cdot 55 = 11,0 < d$,

mithin gelten die Gleichungen für den rechteckigen Querschnitt. Nimmt man für $\sigma_{bd} = 40$ kg/qcm, so wird $s_2 = 0,25$.

Die Mindesthöhe h' wird dann nach Gleichung 4c)

$$h' = r_2 \sqrt{\frac{M}{B}} \quad r_2 = 0,466 \quad (\text{aus der Zusammenstellung IV}).$$

Da $M = 1\,022\,000$ und $B = 120$, wird

$$h' = 0,466 \sqrt{\frac{1\,022\,000}{120}} \approx 43,1.$$

Sonach würde die Mindesthöhe $h = h' + a \approx 45$ cm.

Zusammenstellungen IV.

(Die eingeklammerten Werte gelten für $n = 15$.)

a) Ist $\sigma_e = 1200$; $\sigma_{bd} = 40$; $\frac{\sigma_e}{\sigma_{bd}} = \mu = 30$ und $s_2 = \frac{n}{n + \mu} = 0,25 (0,394)$,

so erhält man für die Werte:

$s_1 = \frac{d}{h}$	$q = \frac{(2s_2 - s_1)s_1}{2n(1 - s_2)}$	$r_2 = \sqrt{\frac{6s_2}{[6s_2 - 3s_1(1 + s_2) + 2s_1^2]s_1\sigma_{bd}}}$
0,10	0,00266 (0,00283)	0,571 (0,555)
0,11	0,00286 (0,00306)	0,554 (0,535)
0,12	0,00304 (0,00328)	0,539 (0,518)
0,13	0,00321 (0,00349)	0,525 (0,504)
0,14	0,00336 (0,00369)	0,514 (0,492)
0,15	0,0035 (0,00388)	0,503 (0,481)
0,16	0,00363 (0,00405)	0,496 (0,472)
0,17	0,00374 (0,00427)	0,490 (0,463)
0,18	0,00384 (0,00438)	0,484 (0,454)
0,19	0,00392 (0,00453)	0,479 (0,447)
0,20	0,004 (0,00467)	0,476 (0,442)
0,21	0,00406 (0,00480)	0,473 (0,437)
0,22	0,00411 (0,00491)	0,470 (0,432)
0,23	0,00414 (0,00502)	0,467 (0,428)
0,24	0,00416 (0,00512)	0,464 (0,424)
0,25	0,004165 (0,00521)	0,466 (0,421)

b) Für $\sigma_e = 1200$; $\sigma_{bd} = 30$; $\frac{\sigma_e}{\sigma_{bd}} = \mu = 40$ und $s_2 = \frac{n}{n + \mu} = 0,2 (0,272)$

werden für die Werte:

$s_1 =$	$q =$	$r_2 =$
0,10	0,001875 (0,00204)	0,682 (0,655)
0,11	0,00199 (0,00219)	0,663 (0,600)
0,12	0,0021 (0,00233)	0,646 (0,613)
0,13	0,00219 (0,00247)	0,634 (0,599)
0,14	0,00228 (0,00260)	0,624 (0,585)
0,15	0,00234 (0,00272)	0,615 (0,572)
0,16	0,00240 (0,00282)	0,608 (0,562)
0,17	0,00244 (0,00292)	0,603 (0,554)
0,18	0,00247 (0,00301)	0,601 (0,546)
0,19	0,00249 (0,00310)	0,599 (0,540)
0,20	0,0025 (0,00316)	0,597 (0,535)

c) $\sigma_e = 1000$; $\sigma_{bd} = 40$; $\frac{\sigma_e}{\sigma_{bd}} = \mu = 25$ und $s_2 = 0,286$ (0,375).

Für $s_1 =$	$q =$		$r_2 =$	
0,10	0,00331	(0,00347)	0,564	(0,551)
0,11	0,00356	(0,00375)	0,545	(0,531)
0,12	0,00380	(0,00403)	0,528	(0,513)
0,13	0,00402	(0,00430)	0,514	(0,498)
0,14	0,00423	(0,00455)	0,502	(0,485)
0,15	0,00443	(0,00480)	0,489	(0,473)
0,16	0,00461	(0,00503)	0,483	(0,463)
0,17	0,00478	(0,00525)	0,476	(0,454)
0,18	0,00493	(0,00547)	0,469	(0,446)
0,19	0,00508	(0,00568)	0,463	(0,439)
0,20	0,00521	(0,00587)	0,458	(0,433)
0,21	0,00532	(0,00605)	0,453	(0,426)
0,22	0,00542	(0,00622)	0,450	(0,421)
0,23	0,00551	(0,00638)	0,447	(0,417)
0,24	0,00557	(0,00653)	0,444	(0,412)
0,25	0,00563	(0,00667)	0,443	(0,409)
0,26	0,00568	(0,00679)	0,442	(0,406)
0,27	0,00570	(0,00691)	0,440	(0,403)
0,28	0,00572	(0,00702)	0,439	(0,401)

d) $\sigma_e = 1000$; $\sigma_{bd} = 30$; $\frac{\sigma_e}{\sigma_{bd}} = \mu = 33,333$ und $s_2 = 0,231$ (0,310).

Für $s_1 =$	$q =$		$r_2 =$	
0,10	0,00235	(0,00252)	0,668	(0,645)
0,11	0,00252	(0,00271)	0,646	(0,625)
0,12	0,00266	(0,00290)	0,629	(0,604)
0,13	0,00280	(0,00308)	0,615	(0,587)
0,14	0,00292	(0,00325)	0,604	(0,573)
0,15	0,00304	(0,00342)	0,593	(0,561)
0,16	0,00314	(0,00357)	0,585	(0,550)
0,17	0,00322	(0,00370)	0,578	(0,540)
0,18	0,00329	(0,00383)	0,572	(0,533)
0,19	0,00335	(0,00395)	0,568	(0,526)
0,20	0,00340	(0,00408)	0,563	(0,518)
0,21	0,00343	(0,00417)	0,561	(0,513)
0,22	0,00345	(0,00426)	0,560	(0,503)
0,23	0,00346	(0,00434)	0,559	(0,504)
0,24	0,00346	(0,00441)	0,559	(0,501)
0,25	0,00345	(0,00450)	0,560	(0,498)
0,26	0,00342	(0,00453)	0,564	(0,496)
0,27	0,00337	(0,00457)	0,568	(0,493)
0,28	0,00331	(0,00461)	0,569	(0,492)
0,29	0,00325	(0,00463)	0,574	(0,491)

Der dazugehörige Eisenquerschnitt ist nach Gleichung 4b) $F_e = \varphi B h'$, φ aus der Zusammenstellung IV mit 0,004165 eingesetzt, gibt

$$F_e = 0,004165 \cdot 120 \cdot 43 \simeq 21 \text{ qcm.}$$

Entsprechend der kleineren Höhe wird F_e größer als der vorher bei einer größeren Höhe h errechnete Eisenquerschnitt, wie auch zu erwarten war.

Will man allgemein für ein bestimmtes Moment M bei gegebenen σ_e , σ_{bd} und d den kleinsten Betonquerschnitt mit der Mindesthöhe h bestimmen, so wählt man vorerst $s_1 = \frac{d}{h'}$. Mit diesem Werte ergibt sich

$$s_2 = \frac{n}{n + \mu} = \frac{x}{h'}$$

Mit s_1 und s_2 erhält man aus der Zusammenstellung IV die Koeffizienten φ und r_2 . Daraus bestimmt man die Mindesthöhe

$$h' = r_2 \sqrt{\frac{M}{B}} \quad \text{und} \quad F_e = \varphi B h',$$

wie vorher gezeigt wurde.

In der Regel ist die Mindesthöhe, bei der σ_e und σ_{bd} das zulässige Maximum erreichen, nicht wirtschaftlich. Einerseits wird die Mindesthöhe sehr große Zugspannungen im Beton ergeben, was besonders bei großen Spannweiten eintreten wird. Wenn man die Mitwirkung des auf Zug beanspruchten Betonteils nicht berücksichtigt und daher auf den Nachweis der Betonzugspannungen verzichtet, so darf diese Wirkung der Mindesthöhe nicht übersehen werden.

Andererseits wird bei der Mindesthöhe h des T-Querschnittes ein größerer Eisenquerschnitt F_e erforderlich als bei größerem h , was wirtschaftlich um so ungünstiger ist, je teurer verhältnismäßig das Eisen ist.

Aus diesen beiden Gründen wählt man nur in Ausnahmefällen die Mindesthöhe; in der Regel ist der T-Querschnitt höher und dementsprechend F_e kleiner. Man wird die Höhe so groß wählen, daß die Druckspannungen im Beton die zulässigen nicht erreichen.

Wählt man $h_1 > h$ (Mindesthöhe), so kann man F_e bestimmen entweder

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h_1 - \frac{d}{3} \right)},$$

wenn zu erwarten ist, daß $x - d$ sehr klein ist, oder

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)},$$

wenn die Nulllinie in den Steg fällt. Der weitere Rechnungsgang ergibt sich wie vorher.

Über den Auflagerquerschnitten ergab die Näherungsberechnung an den mittleren Auflagern

$$M_1 = -12\,250 \text{ kgm,}$$

an den Endauflagern

$$M_2 = -7530 \text{ kgm.}$$

Der für die Aufnahme von M_1 erforderliche Querschnitt (Fig. 4i) erhält nach Gleichung 2a) eine Höhe

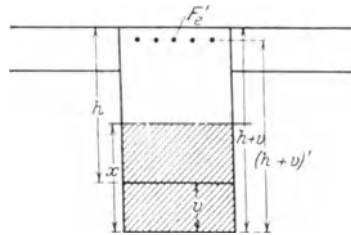


Fig. 4i.

$$(h + v)' = r_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{und} \quad x = s_1 (h + v) ;$$

wobei v die notwendige Verstärkung durch die Voute ist.

Mit Hilfe von Zusammenstellung II ergibt sich für

$$\sigma_e = 1200 \quad \text{und} \quad \sigma_{bd} = 45, \quad r_1 = 0,422 \quad \text{und} \quad s_1 = 0,272 .$$

Es ist sonach

$$h'_1 = 0,422 \sqrt{\frac{1\,225\,000}{30}} \cong 85 \text{ cm,}$$

$$x = 0,272 h'_1 = 23,1 \text{ cm}$$

und

$$F'_e = \frac{1\,225\,000}{1200 (85 - 7,7)} = 13,2 \text{ qcm.}$$

Gewählt $2 \varnothing 20 + 4 \varnothing 16$ mit $F'_e = 14,32$.

In derselben Weise wird über der Endstütze bei einer Annahme von $(h + v)' = 65$; $(h + v) = 70$ cm ein Eisenquerschnitt von $12 \varnothing 20$ und $2 \varnothing 16$ mit $F'_e = 10,3 \text{ cm}^2$ gewählt.

Bezüglich der Randträger, der unsymmetrischen Γ -Träger, sei auf die Versuchsergebnisse verwiesen, die im I. Bd., S. 285ff. besprochen wurden. Wenn auch hier eine andere Spannungsverteilung zu erwarten ist, wie beim T-förmigen Querschnitt, so genügt für die im Hochbau vorkommenden Fälle die Berechnung wie bei diesen unter Annahme kleiner zulässiger Druckspannungen im Beton (etwa $\frac{2}{3} \sigma_{bd}$ des gleichen T-förmigen Querschnittes).

b) Bestimmung der schrägen Eiseneinlagen.

Zur Verstärkung der Unterzüge gegen die in der Nähe der Auflager auftretenden Hauptzugspannungen verwendet man schräge Eiseneinlagen, wie dies im I. Bd., S. 362ff. gezeigt wurde.

Schubspannungen fast unverändert bleiben. Sonach werden die mittleren Zugkräfte in den schrägen Eisen wie folgt berechnet werden können.

Zwischen Q_1 und Q_3 ist die mittlere Zugkraft im Eisen nach Gleichung (13), S. 364, Bd. I

$${}_1Z_m = \frac{(Q_1 + Q_3) 136}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot h_{zD}} = \frac{(12700 + 8000) 136}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot 65}$$

(wenn h_{zD} im Mittel 65 cm gesetzt wird); dann ist ${}_1Z_m = 15310$ kg.

Zwischen Q_3 und Q_4 ist ${}_2Z_m = \frac{(8000 + 6040) 61,5}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot 50,3} = 6160$ kg.

Die Austeilung der schrägen Eisen ist in Fig. 5a nach dem im I. Bd. gezeigten Verfahren erfolgt. Zwischen Q_1 und Q_4 sind an schrägen Eisen vorhanden:

$$\begin{array}{r} 3 \varnothing 20 = 9,42 \text{ qcm} \\ 5 \varnothing 16 = 10,05 \text{ qcm} \\ \hline F_e = 19,47 \text{ qcm.} \end{array}$$

Die gesamte Zugkraft im Eisen ist $Z = {}_1Z_m + {}_2Z_m = 21470$ kg. Mithin ist die Beanspruchung in dem schrägen Eisen

$$\sigma_e = \frac{Z}{F_e} = \frac{21470}{19,47} = 1100 \text{ kg/qcm.}$$

Über die Anordnung und Verteilung der Eiseneinlagen in den Unterzügen ist folgendes zu sagen:

Hat man die Zahl der Eiseneinlagen für die Feldmitte und für die negativen Momente am Auflager bestimmt, so läßt sich die Zahl derjenigen Eisen bestimmen, die schräg hochgezogen werden und zur Verstärkung der Unterzüge gegen die auftretenden Hauptzugspannungen verwendet werden können (s. Bd. I, S. 362 ff.).

Da die Eisenlängen in der Regel größer sind, als sie für ein Feld notwendig sind, können sie im nächsten Feld wieder schräg heruntergeführt werden und dort zur Verstärkung der Zugzone des zweiten Feldes ausgenutzt werden, wenn man es nicht vorzieht, bei sehr langen Unterzügen die Eisen nur bis über die Auflager wegzuführen. Letzteres wird man besonders in denjenigen Fällen tun, wo man die Stöße nicht an den am stärksten beanspruchten Trägerstellen anordnen will.

Bei der Bemessung der Eisenquerschnitte ist immer darauf zu achten, daß die Verteilung über den Betonquerschnitt möglichst einfach ist, und daß ein genügender Betonquerschnitt zwischen den einzelnen Eisen vorhanden ist. Man wird also trachten, die Eisen nach Möglichkeit in einer Reihe anzuordnen, und bei sonst gleichen Verhältnissen wird man stärkere Eisen als $\varnothing 26$ mm zu vermeiden suchen.

An den vorstehenden grundsätzlichen Erwägungen über Bemessung der T-Querschnitte und der Anordnung der Eiseneinlagen ändert sich nichts, wenn die Biegemomente innerhalb der Felder und über den Auflagern anders als nach dem Näherungsverfahren bestimmt werden.

c) Allgemeines über Querschnittsausbildung und Verteilung der Unterzüge.

Die bisher gezeigte Berechnung und Ausbildung der Unterzüge gilt sowohl für die Haupt-, als auch Nebenträger. Nur bei der Verstärkung an den Auflagerstellen ist ein Unterschied zu machen. Liegen die Träger auf Stützen oder Mauern, so bietet die Verstärkung durch Vouten keine

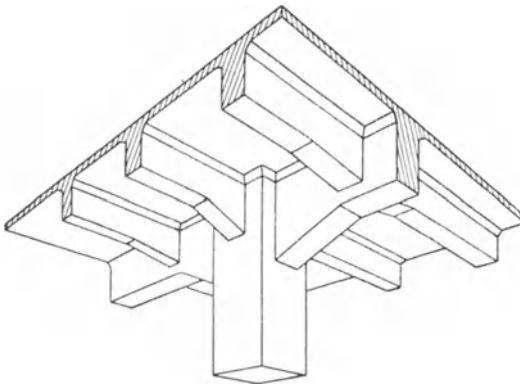


Fig. 5b.

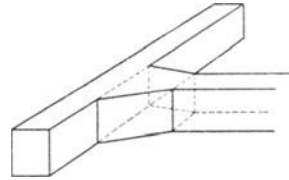


Fig. 5c.

Schwierigkeiten. Ein Beispiel dieser Art ist in Fig. 5b dargestellt. Handelt es sich um den Anschluß von Nebenunterzügen, so ist die Höhe der Vouten begrenzt durch die Höhe der Hauptunterzüge. Man wird hier manchmal gezwungen sein, die notwendige Verstärkung der Unterzüge an den Auflagern durch Verbreiterung der Nebenunterzüge zu erreichen (s. Fig. 5c). Hierbei ist zu beachten, daß man mit Rücksicht auf die Kräftewirkung an derartigen Anschlüssen die zulässigen Druckspannungen im Beton gegenüber Feldmitte erhöhen kann (siehe Bd. I, S. 420).

Eine Verstärkung durch Eiseneinlagen in der Druckzone soll, weil sie unwirtschaftlich ist, nach Möglichkeit vermieden werden. Diese Art von Verstärkung der Druckzone, ebenso die Berechnung der Randträger, werden noch an anderer Stelle gezeigt werden.

Als geringste Abmessungen sollen für Balken $b = 15$ cm und für $h = 25$ cm angenommen werden.

Die Entfernung der die Deckenplatte tragenden Unterzüge richtet sich nach der Stärke und der Belastung der Deckenplatte und der Anordnung der Hauptunterzüge.

Man trachtet starke Deckenplatten mit hohem Eigengewicht zu vermeiden. Daraus ergibt sich die bei einer bestimmten Belastung größtmögliche Deckenspannweite oder die Entfernung der die Platte tragenden Nebenunterzüge. Die Hauptunterzüge sind durch die Grundrißeinteilung und die Anordnung der Stützen festgelegt.

4. Berechnung der Stützen.

Die Stützen (oder Säulen) werden als Glieder des Stockwerkrahmens durch Momente beansprucht. Dies wird in der Praxis bei gewöhnlichen Hochbauten meist nicht berücksichtigt. Es wird vielmehr durch eine Herabsetzung der zulässigen Beanspruchungen ein Ausgleich zu schaffen versucht. Die niedrigen zulässigen Beanspruchungen genügen aber nur selten als Ersatz für die nicht berücksichtigten Momente, wie dies noch gezeigt werden soll.

Eine Stütze kann, je nachdem sie eine Mittel- oder Endstütze ist und je nach der Belastungsanordnung eine Verbiegung nach einer oder nach beiden Seiten erleiden (s. Fig. 6a).

Die Beanspruchung erfolgt einmal durch ständige Lasten. Hierbei treten in den Mittelstützen bei vollkommener Einspannung der Unterzüge, wo der Verdrehungswinkel über den Stützen Null ist, nur geringe oder gar keine Einspannungsmomente in den Stützen auf, vorausgesetzt, daß die Achsen der übereinanderliegenden Stützen zusammenfallen.

Bei Nutzlasten, die felderweise auftreten können, treten Verdrehungen in den Säulenköpfen ein, die am größten werden bei der ungünstigsten Belastung in den übereinanderliegenden Stockwerken. Diese Momente in den Stützenköpfen können aus den Einspannungsmomenten der Unterzüge über den Stützen abgeleitet werden und sind verschieden, je nachdem es sich um Randstützen oder Mittelstützen handelt, und je nachdem es sich um Stützen in unteren oder oberen Geschossen handelt. Da ferner auch der Einfluß der ungünstigsten Belastung zu berücksichtigen ist, so werden danach die Verbiegungen der Stützen in den einzelnen Stockwerken verschieden sein.

Die Randstützen erleiden sowohl durch Eigengewicht wie durch Nutzlasten Verdrehungen und haben dementsprechend immer Biegemomente aufzunehmen.

Angenommen, die Verteilung der Momente an Stützenkopf und Stützenfuß erfolge nach dem in Fig. 4c bezeichneten Näherungsver-

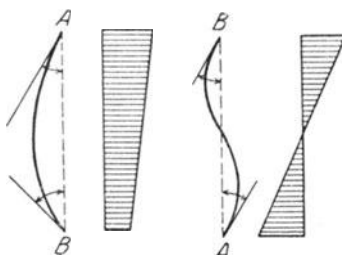


Fig. 6a.

fahren, das allerdings erheblich ungünstigere Beanspruchungen ergibt als eine genaue Berechnung nach der Theorie der Stockwerkrahmen. Das Kopfmoment beträgt bei der Randstütze S_{III}^1 des oberen Geschosses $K_{III}^1 = 7530$ kgm.

Der Stützendruck P setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht der über den Stützen befindlichen Decken und der Nutzlast. Bei der Randstütze S_{III}^1 berechnet man P in folgender Weise:

Das Eigengewicht der Decke ist $0,14 \cdot 2400 = 336$ kg/ld.qm, das Eigengewicht des an die Stütze grenzenden Unterzuges ist $= 0,46 \cdot 0,30 \cdot 2400 = 330$ kg/ld. m,

die Nutzlast $p = 325$ kg/qm.

Bei einer Binderentfernung von 4,10 m kommt auf die Randstützen eine Belastungsfläche von $\frac{5,45 \cdot 4,10}{2} = 11,16$ qm. Sonach kommt

auf die obere Randstütze K_{III}^1

ein Deckengewicht von $11,16 \cdot 336 = 3750$ kg

ein Balkengewicht von $\frac{5,45}{2} \cdot 330 = 900$ „

eine Nutzlast von $11,16 \cdot 325 = 3630$ „

zusammen ${}_1P_K = 8280$ kg.

Auf den Säulenfuß von S_{III}^1 wirkt ein Moment $F_{III}^1 = 376\,500$ kgcm und die Belastung ${}_1P_F = P_K + P_g$, dem Eigengewicht der Stütze. Bei einer Höhe (3,45 — 0,14) und einem angenommenen Querschnitt von 45 · 30 cm ist

$$P_g = 0,45 \cdot 0,3 (3,45 - 0,14) 2400 \cong 1070 \text{ kg.}$$

Mithin wirkt auf den Säulenfuß $P_g + {}_1P_k = 1070 + 8280 = 9350$ kg.

Auf den Kopf der unteren Randstütze S_{II}^1 wirkt bei der Annahme einer Belastung nach Fig. 4f außer

$$P_k + P_g = 9350 \text{ kg}$$

noch das Eigengewicht von Decke und

Balken des zweiten Obergeschosses

$$3750 + 900 = 4650 \text{ „}$$

$$\text{zusammen} = 14\,000 \text{ kg}$$

Am Fuße von S_{II}^1 kommt noch hinzu $P_g = 1070$; sonach wirkt hier 15 070 kg.

Bei der oberen Mittelstütze beträgt das Kopfmoment $K_{III}^2 = 8020$ kgm.

Die Stützendrücke bei den Mittelstützen S_{III}^2 und S_{III}^3 setzen sich zusammen aus der halben Belastung des End- und Mittelfeldes. Die Belastungsfläche des Endfeldes ist 11,16 qm, wie vorher ermittelt wurde, die auf S_{III}^2 entfallende Belastungsfläche des Mittelfeldes ist $\frac{6,95}{2} 4,10 = 14,25$ qm; der Stützendruck ${}_2P_k$ berechnet sich

für die ungünstigste Belastung nach Fig. 4f wie folgt:

Eigengewicht der Decke und des Balkens von links wie vorher	4 650 kg
Eigengewicht der Decke von rechts $14,24 \cdot 336$. . =	4 790 „
Eigengewicht des Balkens von rechts $\frac{6,95}{2} \cdot 330$. . =	1 150 „
Nutzlast auf die rechte Belastungsfläche $14,24 \cdot 325$ =	4 630 „
zusammen ${}_2P_k$ =	<u>15 220 kg</u>

Am Fuße von S_{III}^2 wirkt ${}_2P_F = 15\,220 + P_g$, dem Eigengewicht. Wird der Querschnitt der Mittelstütze mit $30 \cdot 55$ cm angenommen, so ist $P_g = 0,30 \cdot 0,50 \cdot 3,30 \cdot 2400 \cong 1300$ kg. Mithin wirkt am Säulenfuß $16\,520$ kg; das entsprechende Fußmoment ${}_2F_{III}$ ist 4010 kgm.

Bei der Mittelstütze des unteren Geschosses S_{II}^2 betragen das Kopfmoment $K_{II}^2 = 8345$ kgm und das Fußmoment ${}_2F_{II} = 4172$ kg/qm (Fig. 4 e).

Der Stützendruck am Kopfe von S_{II}^2 beträgt ${}_3P_k = 30\,740$ kg. Am Fuße von S_{II}^2 , deren Eigengewicht wieder 1300 kg beträgt, wirkt dann ${}_3P_F = 32\,040$ kg.

Unter Berücksichtigung der nach dem Näherungsverfahren ermittelten Biegemomente und der vorstehend berechneten Stützendrücke bestimmen wir die Abmessungen der Stützen, die in Fig. 6 b eingetragen sind. Hierbei wurden σ_{bd} bis zu 40 kg/qcm und σ_e bis zu 1200 kg/qcm als zulässig angenommen. Die Berechnung der Spannungen in den rechteckigen Querschnitten erfolgte einmal nach den Biegemomenten, das andere Mal unter Berücksichtigung des exzentrischen Lastangriffes. So ist z. B. für die obere Randstütze bei einem größten Moment am Kopfe von $K_{III}^1 = 7530$ kgm und einer Verteilung der Momente nach Fig. 4 e der Stützenquerschnitt von $30 \cdot 45$ cm verstärkt mit $8 \varnothing 16$ mm als genügend ermittelt worden. Gegen den Kopf zu mußte die Stütze verstärkt werden, wie dies in Fig. 6 b gezeigt wird.

Bei einem Stützendruck am Kopfe von S_{III}^1 von 8280 kg ergibt sich eine Exzentrizität für den Kraftangriff:

$$e = \frac{K_{III}^1}{{}_1P_k} = \frac{753\,000}{8280} = 91 \text{ cm.}$$

Der Spannungsnachweis (nach VIII, Bd. I geführt) zeigt, daß die im Beton auftretenden Zugspannungen bis $\sigma_{bz} \cong 32$ kg/qcm errechnet werden.

Für die untere Mittelstütze S_{II}^2 , die bei ungünstigster Belastung der verschiedenen großen End- und Mittelfelder ein Kopfmoment $K_{II}^2 = 8345$ kg/qm und einen Stützendruck ${}_3P_k = 30\,740$ kg aufzunehmen hat, beträgt die Exzentrizität

$$e_1 = \frac{K_{II}^2}{{}_3P_k} = \frac{834\,500}{30\,740} = 27,1 \text{ cm.}$$

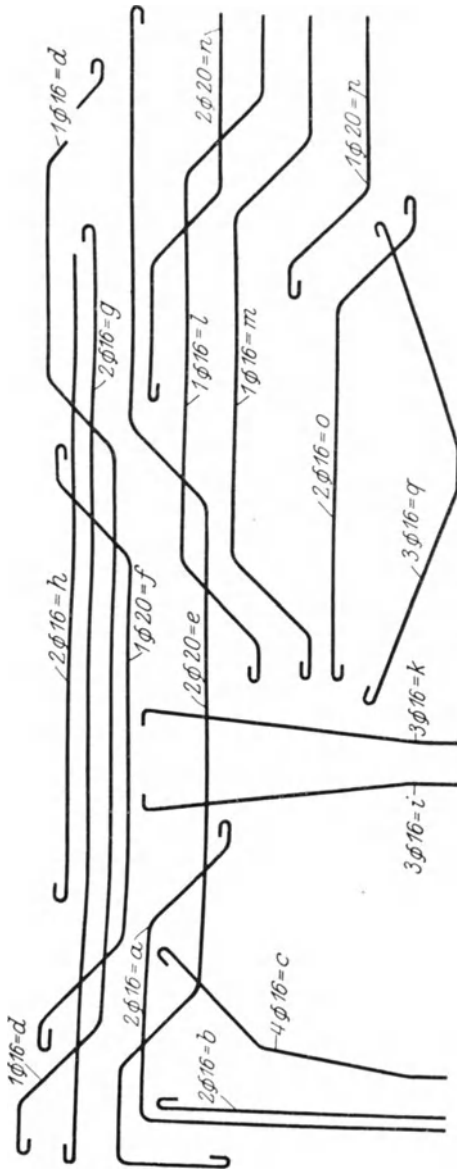


Fig. 6 b.

Mit Rücksicht auf die vorhandene kleine Exzentrizität wurden hier bei dem angenommenen Stützenquerschnitt von $30 \cdot 55$ cm und $6 \varnothing 16$ mm die Zugspannungen im Beton σ_{bz} immerhin noch bis 12 kg/qcm errechnet, obgleich der Stützenkopf erheblich verstärkt wurde.

Der auf Grund der Momentenverteilung in Fig. 4 e geführte Spannungsnachweis für verschiedene Wand- und Mittelstützen mit den in Fig. 6 b gezeichneten Querschnitten zeigte, daß die zulässigen Spannungen $\sigma_{bd} = 40$ kg/qcm und $\sigma_e = 1200$ kg/qcm gut ausgenutzt, aber nicht überschritten wurden.

Vorstehende Betrachtungen gelten grundsätzlich auch dann, wenn die in den Stützen auftretenden Formänderungen und Spannungen nicht mit Hilfe des vorher beschriebenen Näherungsverfahrens, sondern nach der genaueren Theorie der Stockwerksrahmen ermittelt werden. Die im Beton und in den Eiseninlagen auftretenden Zug- und Druckspannungen werden nur in den einzelnen

Querschnitten größer oder kleiner werden, je nachdem die Momente und Normalkräfte sich von den Näherungswerten unterscheiden.

Zusammenfassend ergibt sich aus den vorausgegangenen Berechnungen, daß in den Stützen, als Glieder des Stockwerkrahmens betrachtet, Biegungsspannungen auftreten, die an den Köpfen am

größten werden und infolgedessen eine kräftige Ausbildung der Stützenköpfe erforderlich machen. Die im Beton auftretenden Zugspannungen sind besonders bei Randstützen und bei ungünstiger Belastung der Mittelstützen nicht unbedeutend und machen eine starke Eisenbewehrung erforderlich.

Berechnet man die Stützen als zentrisch belastet, so besteht folgende Beziehung:

$$P = F_i \sigma_{bd} \quad (F_i \text{ ist der ideelle Stützenquerschnitt}).$$

Die Kraft P berechnet sich aus den Auflagerdrücken der auf den Stützen aufruhenden Träger. Unter der Voraussetzung, daß die darüber-

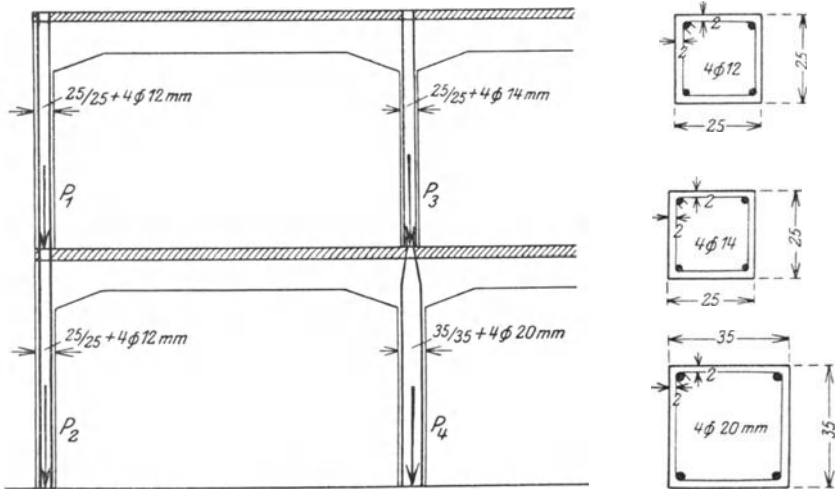


Fig. 6c.

liegenden Stützen dieselbe Achse haben wie die zu berechnende (was z. B. bei Frontwänden selten der Fall ist) und daß die Belastungen zentrisch weitergeleitet werden (s. Fig. 6c), genügen die quadratischen Querschnitte vollkommen, wie nachfolgende Berechnung zeigt. Für die Stützen des oberen Geschosses bei 25 cm Seitenlänge und $4 \varnothing 14$ mm ($F_e = 6,16$ qcm) wird:

$$F_i = 25^2 + 20 \cdot 6,16 = 748,2 \text{ qcm.}$$

Für die Stützen des unteren Geschosses wird bei 35 cm Seitenlänge und $4 \varnothing 20$ ($F_e = 12,57$ qcm)

$$F_i = 35^2 + 20 \cdot 12,57 = 1476,4 \text{ qcm.}$$

Es wird sonach die Tragfähigkeit der oberen Stützen, wenn für $\sigma_{bdzul.} = 35$ kg/qcm gesetzt wird:

$$P_1 = 748,2 \cdot 35 = 26,2 \text{ t.}$$

Für die unteren Stützen wird

$$P = 1476,4 \cdot 35 \cong 52 \text{ t.}$$

Von den oberen Decken wird auf die Randstütze $P = 8280 \text{ kg}$ übertragen, hierzu kommt das Eigengewicht von S_{III}^1 mit rd. 500 kg ; sonach ist

$$P_1 = 8,8 \text{ t.}$$

Auf die Mittelstütze wird bei totaler Belastung der oberen Decke die halbe Belastung des linken Feldes (8280 kg) vermehrt um die halbe Belastung des rechten Feldes ($10\,570$). Sonach ist

$$P_2 = 8280 + 10\,570 + 500 \text{ (Eigengewicht der Stütze)} = 19,4 \text{ t.}$$

Selbst wenn die Stützendrücke bei der Annahme kontinuierlicher Wirkung der Träger größer werden, bleiben P_1 und P_3 weit unter dem Betrag von 26 t , der vorher für die Tragfähigkeit der oberen Stützen berechnet wurde.

Am Fuße der Randstützen des unteren Geschosses wirkt

$$P_2 = 2 \cdot P_1 = 2 \cdot 8780 \cong 17\,6 \text{ t.}$$

Auf die Mittelstützen des unteren Geschosses wirkt außer dem Eigengewicht von $S_{III}^2 = 500 \text{ kg}$ die Belastung der beiden Decken $2(8280 + 10\,570) = 37,7 \text{ t}$. Hierzu kommt das Eigengewicht von S_{II}^2 mit 900 kg . Mithin ist.

$$P_4 = 37,7 + 0,5 + 0,9 = 39,1 \text{ t.}$$

Hier gilt dasselbe, was für die oberen Stützen gesagt wurde. Die berechnete Tragfähigkeit der 35 cm starken quadratischen Stützenquerschnitte von 52 t wird nicht erreicht.

Aus dem Voranstehenden läßt sich für die Berechnung der Stützen folgendes sagen:

Bei Mittelstützen wird der biegende Einfluß um so geringer, je kleiner der Unterschied in den Spannweiten der anstoßenden Feldweiten und der Belastungen ist. Bei Randstützen ist die zu erwartende Verbiegung durch entsprechende Eiseneinlagen zu berücksichtigen.

Wenn eine starke Verbiegung der Stützen zu erwarten ist, so wirken rechteckige Querschnitte mit der längeren Seite in der Richtung der längeren Unterzüge günstiger wie quadratische Querschnitte.

Wegen der in den Stützenköpfen auftretenden Momente ist auf einen kräftigen Anschluß der Stützen an die Unterzüge zu sehen, was durch die vorhandenen Vouten und die dort befindlichen größeren Eisenquerschnitte möglich ist.

Berücksichtigt man diese konstruktiven Maßnahmen, so wird man bei gewöhnlichen Hochbauten im allgemeinen von der umständlichen

Berechnung der Stützen als Glieder von Stockwerkrahmen absehen können.

Die Gleichung

$$P = F_i \sigma_{bd}; \quad (F_i = F_b + n F_e)$$

ermöglicht uns die infolge zentrischer Beanspruchung entstehenden Druckspannungen σ_{bd} im Beton nachzuweisen. Hierbei wird $n = 20$ angenommen. Die zulässige Druckspannung σ_{bd} wird aus den vorher erwähnten Gründen im allgemeinen kleiner als bei der Berechnung der Decke und für die Randstützen kleiner als für Mittelstützen gewählt. In den Randstützen verteilt man die Eiseneinlagen derart, daß die größere Zahl nach der Seite kommt, wo die größere Verbiegung zu erwarten ist.

Eine Untersuchung der Eisenbetonstützen auf Knicksicherheit erübrigt sich meist, da die Querschnittsabmessungen in der Regel größer sind als $\frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{18}$ derjenigen Höhe, bei der für die Stützen die Knickgefahr in Frage kommt. Wo der Nachweis der Knicksicherheit notwendig ist, kann er in der auf S. 240 ff., Bd. I besprochenen Weise geführt werden.

In Fig. 6 b sind die Ergebnisse der Berechnung der Unterzüge und Stützen mit den Einzelheiten der Eiseneinlagen dargestellt, wie sie bei Berücksichtigung der Momente notwendig wären. In Fig. 6 c sind die Abmessungen der Stützenquerschnitte aufgetragen, die sich ergeben, wenn man die Stützen nur in der Achse beansprucht annimmt.

a) Allgemeines über Querschnittsbildung und Verteilung der Stützen.

Am häufigsten sind die quadratischen Querschnitte, seltener rechteckige, kreisrunde oder achteckige Querschnitte. Letztere sind besonders zweckmäßig bei umschnürten Säulen, erfordern aber für die Schalung mehr Arbeit und Sorgfalt.

Der Eisenquerschnitt F_e soll in der Regel nicht kleiner als 0,8 v. H. und nicht größer als 2 v. H. des Betonquerschnittes F_b sein. Die Bügel werden 6 bis 10 mm stark und müssen unverrückbar mit den Längseisen verbunden sein.

Die Länge der Eisen richtet sich nach den Geschoßhöhen; sie gehen höchstens durch 2 Geschosse; meist werden sie so lang gemacht, daß sie für ein Geschoß reichen. In diesem Falle werden sie entweder auf eine genügende Länge in die darüberliegende Stütze geführt oder nach oben hin abgekröpft, wenn die obere Stütze schwächer ist (Fig. 6 c). Die Eiseneinlagen der oberen Stütze beginnen dann bei Oberkante der Deckenplatte. Auf diese Weise bilden die Längseisen der Stütze auch eine gute Verankerung nach der Höhe.

Was die Anordnung und die Zahl der Stützen betrifft, soll darauf verwiesen werden, daß die Entfernung von 5—8 m bei Belastungen unter 500 kg/m^2 sich als wirtschaftlich erwiesen hat. Sofern man in der Anordnung der Stützen durch den Grundriß und besondere Rücksichten nicht behindert ist, wird man zu beachten haben, daß lange Unterzüge in der Regel teurer sind als solche von mittlerer Spannweite, daß es in diesem Falle also wirtschaftlicher sein wird, die Stützenentfernung nicht zu groß zu wählen; für Außenstützen kommt dabei in Betracht, daß sie keinen besonderen Platz fortnehmen. Werden die Außenwände als Eisenbetonfachwerke ausgebildet, so kommt es darauf an, ob die tragenden Eisenbetonstützen oder das Füllmauerwerk teurer sind, und danach wird man die Entfernung der Stützen zu wählen haben.

Schließlich darf nicht übersehen werden, daß man bei der Annahme der Säulenentfernung, besonders in den unteren Geschossen mehrstöckiger Bauten mit schweren Lasten, auf die Stärke der Säulen Rücksicht nehmen muß. Je schwächer diese werden sollen, desto geringer wird man den Säulenabstand wählen müssen.

In einem besonderen Beispiele, in dem eine Grundfläche von $100 \times 30 \text{ m}$ zu überbauen war und die Säulenstellung und die Trägeranordnung frei gewählt werden konnte, wurde die wirtschaftlich günstigste Anordnung von Säulen und Unterzügen wie folgt berechnet.

Das aus vier Stockwerken bestehende Gebäude sollte für eine Nutzbelastung von 500 kg/qm berechnet werden unter Berücksichtigung folgender 12 Fälle:

- 1.) Säulenstellung: $2 \times 2,5 \text{ m}$ auf 5 m ; 2.) $2 \times 2,5 \text{ m}$ auf $6,0 \text{ m}$;
3.) $2 \times 2,5 \text{ m}$ auf $7,5 \text{ m}$

mit einer Spannweite der Deckenplatte von $2,5 \text{ m}$;

- 4.) $2 \times 3,0 \text{ m}$ auf $5,0 \text{ m}$; 5.) $2 \times 3,0 \text{ m}$ auf $6,0 \text{ m}$; 6.) $2 \times 3,0 \text{ m}$ auf $7,5 \text{ m}$

mit einer Spannweite der Deckenplatte von $3,0 \text{ m}$;

- 7.) $2 \times 4,0 \text{ m}$ auf $5,0 \text{ m}$; 8.) $2 \times 4,0 \text{ m}$ auf $6,0 \text{ m}$; 9.) $2 \times 4,0 \text{ m}$ auf $7,5 \text{ m}$

mit einer Spannweite der Deckenplatte von $4,0 \text{ m}$;

- 10.) $3 \times 2,5 \text{ m}$ auf $6,0 \text{ m}$; 11.) $3 \times 2,5 \text{ m}$ auf $7,5 \text{ m}$

mit je 3 Deckenfeldern von $2,5 \text{ m}$ Spannweite;

- 12.) bei einer Säulenstellung von $5,0 \times 5,0 \text{ m}$ mit einer quadratischen kreuzweise bewehrten Deckenplatte.

Die statische Berechnung und die Massenermittlung erfolgte für alle 12 Fälle unter denselben Voraussetzungen; desgleichen die Ermittlung der Gesamtkosten K für 1 m^2 überbaute Fläche.

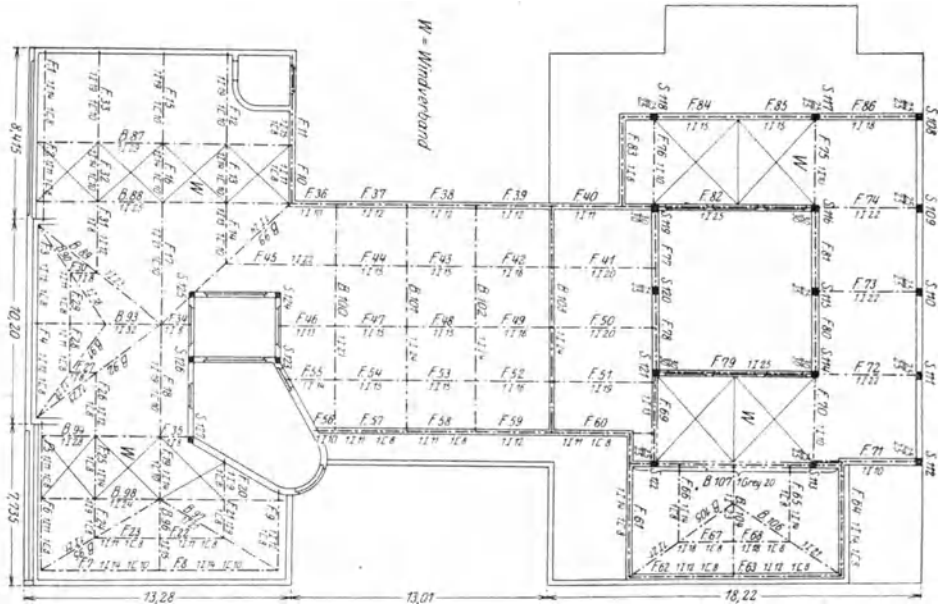


Fig. 7 a. Dachgeschoß.
F 1—86 = Pfeiler, B 87—107 = Binder, S 108—127 = Stützen.

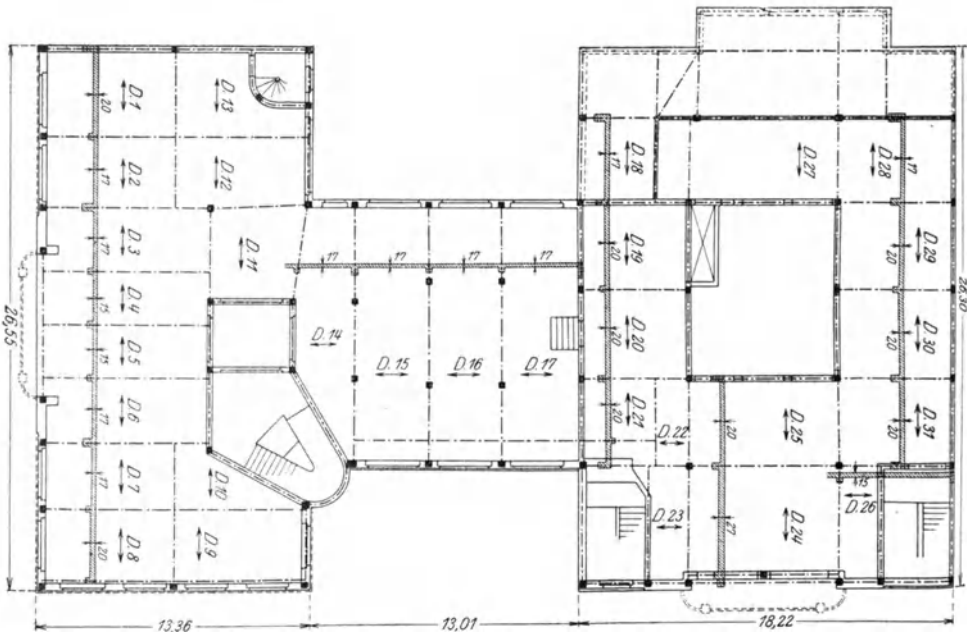


Fig. 7 b. Austeilung der Decken (*D 1—31*) im IV. Stockwerk.

Fig. 7c. Austeilung der Unterzüge (U 40—154) im III. Stockwerk.

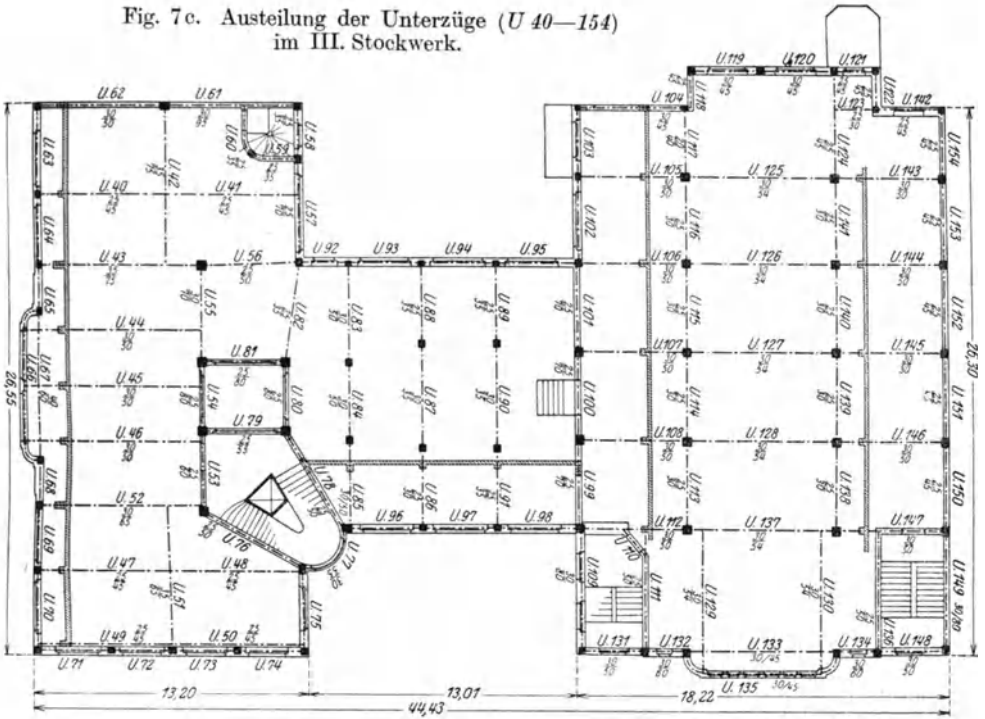


Fig. 7d. Austeilung der Rahmenbinder (R 147—153) und der Stützen (S 154—199) im II. Stockwerk.

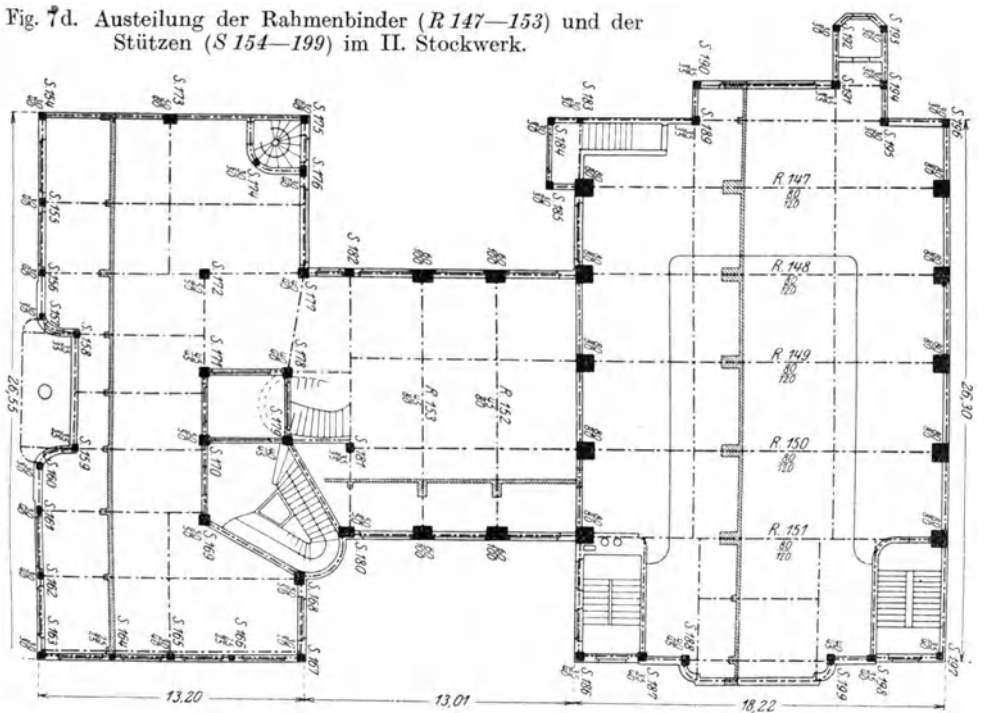


Fig. 7h. Austeilung und Stärke der Stützen (S 205—305) im Kellergeschoß.

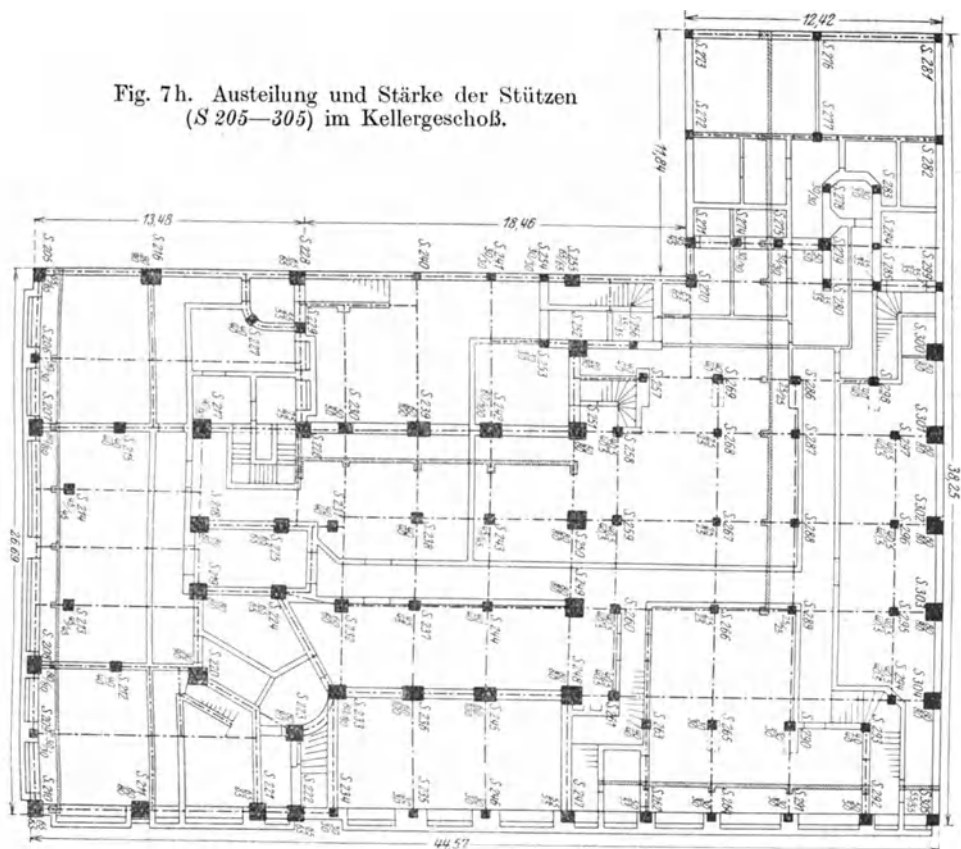
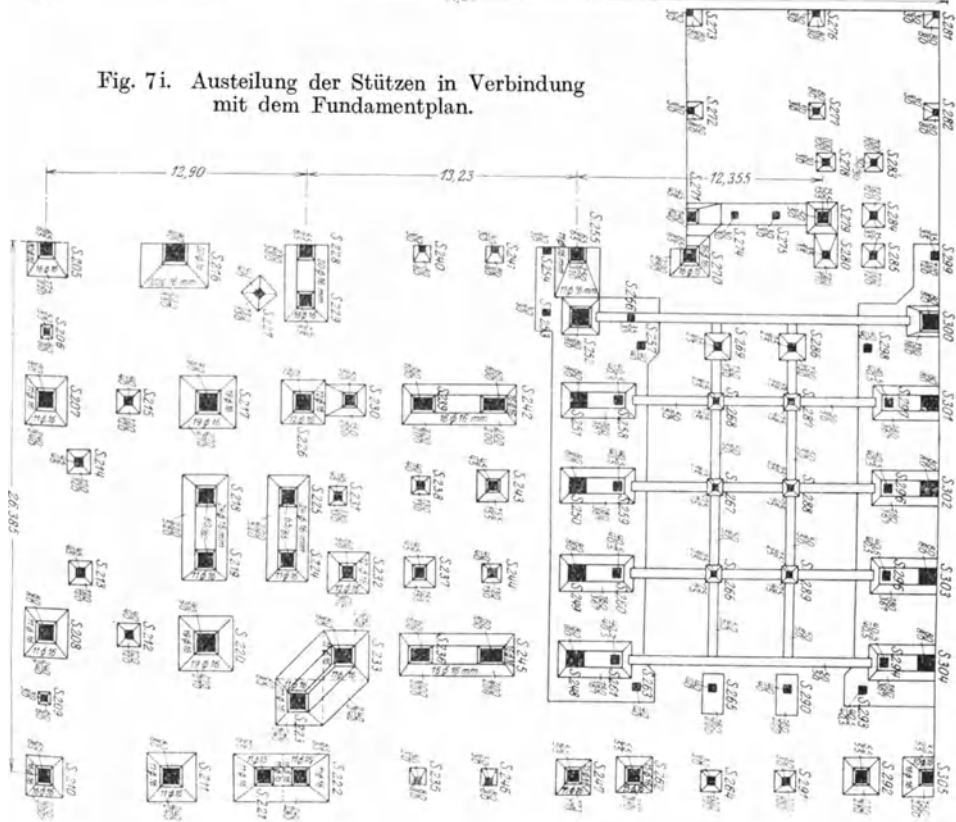


Fig. 7i. Austeilung der Stützen in Verbindung mit dem Fundamentplan.



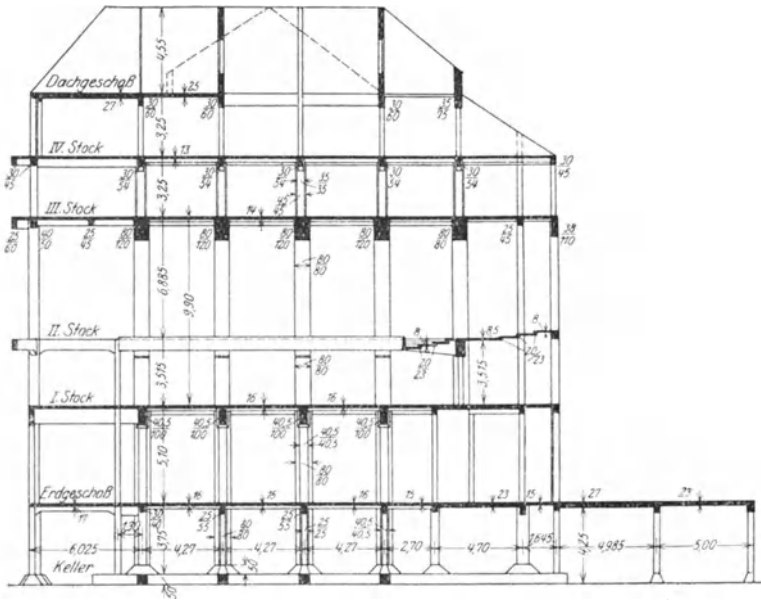


Fig. 8a. Querschnitt.

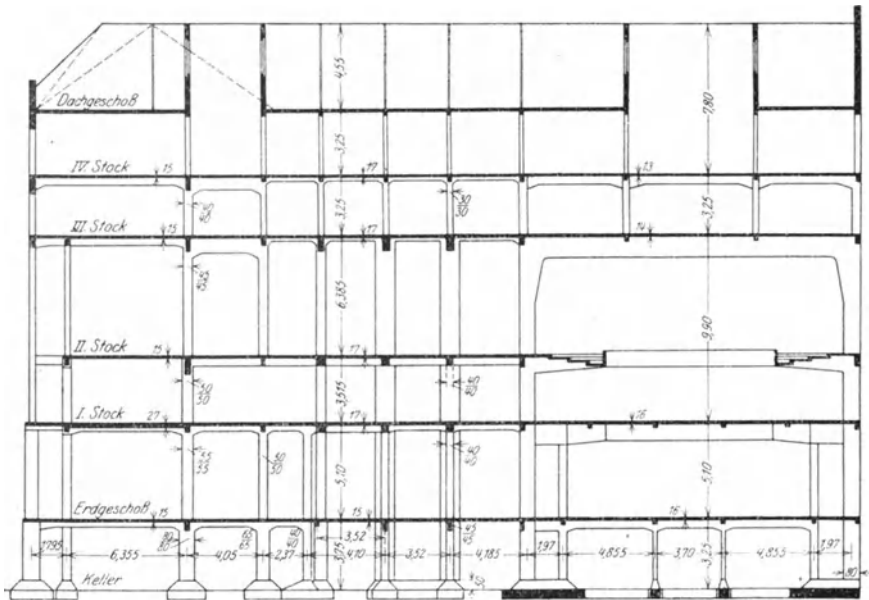


Fig. 8b. Längenschnitt.

Setzt man für den Fall 1) $K = 100$, so ergeben sich auf Grund der durchgeführten Berechnung folgende Werte:

Fall 1: $K = 100$	Fall 7: $K = 131,5$
„ 2: $K = 105,5$	„ 8: $K = 134,1$
„ 3: $K = 110,2$	„ 9: $K = 139,1$
„ 4: $K = 113,1$	„ 10: $K = 112,4$
„ 5: $K = 115,4$	„ 11: $K = 117,5$
„ 6: $K = 120,8$	„ 12: $K = 120,1$

Aus den vorstehenden Ergebnissen geht zweifellos hervor, daß die Kosten mit der Entfernung der Stützen wachsen.

Vergleicht man die Fälle 1—3 mit 4—9, so zeigt sich, daß die Kosten unter sonst gleichen Verhältnissen mit der Entfernung der Nebenträger wachsen.

Ein Vergleich der Fälle 5 und 6 mit den Fällen 10 und 11 zeigt, daß die Verringerung der Entfernung der Nebenträger bei gleichen Kosten größere Säulenentfernungen möglich macht.

Am wenigst wirtschaftlichsten zeigt sich der Fall 12 mit quadratischen Deckenplatten bei der vorher durchgeführten Näherungsberechnung.

Neben den vorstehenden wirtschaftlichen Betrachtungen wird man bei der Anordnung der Stützen auch architektonische, licht- und betriebstechnische Fragen zu berücksichtigen haben.

In den Figuren 7 a—h sind die Grundrisse mit der Stützen-, Decken- und Trägersausteilung enthalten, die nach den im Vorausgehenden besprochenen Grundsätzen erfolgten. Die Darstellung soll gleichzeitig veranschaulichen, wie die Bezeichnung der einzelnen Konstruktionsteile im Zusammenhang systematisch durchgeführt werden kann. Die Abmessungen von Decken, Unterzügen und Stützen, soweit sie in den Darstellungen eingetragen sind, sind unter der Voraussetzung errechnet worden, daß Decken und Stützen getrennt sind. Die konstruktive Ausbildung hat jedoch auf die Stockwerkrahmengebilde Rücksicht genommen, die in den beiden Schnitten durch das Bauwerk Fig. 8 a u. b ersichtlich ist.

In Fig. 7 e u. f ist die Austeilung der Rahmenbinder zu ersehen, wie sie der Besprechung im folgenden Abschnitt zugrunde gelegt ist.

5. Berechnung der Rahmen über dem 1. Stockwerk.

Wir betrachten den Rahmen an den Füßen einmal als gelenkig, das andere Mal als eingespannt.

Hierbei sind folgende Kräfte zu übertragen:

Die Konsolbelastung (Rangkonstruktion), die Belastung der Rahmen und die von den darüberliegenden Stützen kommenden senkrechten Lasten und Biegemomente.

Die Achse des der Berechnung zugrunde liegenden Rahmens soll die statische Achse sein, d. h. diejenige Linie, welche die Schwerpunkte aller wirksamen Querschnittsflächen verbindet. Für die Stiele ist dies annähernd die Mittellinie. Für den Riegel des Rahmens wird die statische Achse unter der Belastung hin und her pendeln; sie wird in dem T-förmigen Teil in der Mitte anders liegen als in den Auflagerquerschnitten. Für die erste Berechnung wird zweckmäßig die Mittellinie des

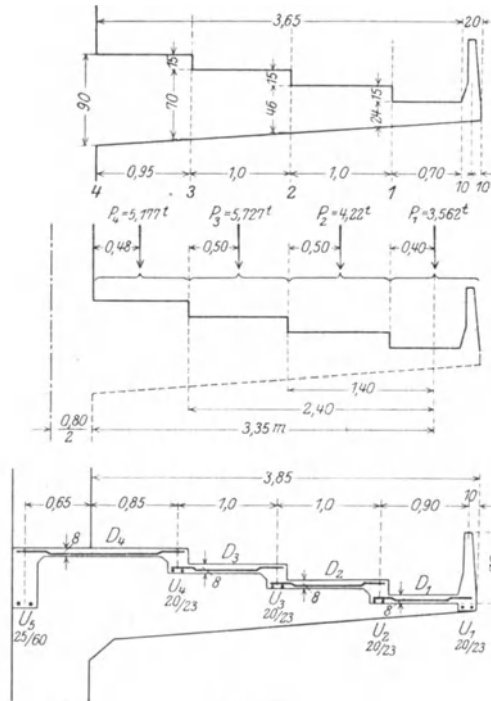


Fig. 9a.

die Spannungen im Beton und Eisen nicht voll ausgenutzt werden.

Die Unterzüge, die elastisch eingespannt sind und unsymmetrische Querschnitte haben, werden in der früher gezeigten Weise berechnet, wobei für die Momente in den Feldern und über den Auflagern die auf S. 41 angegebenen Näherungswerte zugrunde gelegt werden. U_{1-4} erhalten einen Querschnitt von 20×25 cm mit $2 \varnothing 12$ mm, während U_5 aus konstruktiven Gründen einen Betonquerschnitt von 25×60 cm erhält.

Unterzuges als statische Achse angenommen.

Die in Fig. 9a skizzierte Rangkonstruktion besteht aus den Deckenplatten D , die zwischen die Unterzüge U_1 bis U_5 gespannt sind. Diese übertragen die Lasten auf die Konsole, die sie weiter auf die Rahmenständer ableitet.

Die Decken wurden als Eisenbetonplatten für eine Nutzlast von 500 kg/qm berechnet. Bei einer Stärke von 8 cm , einem Feldmoment von $\frac{ql^2}{11}$ und einem Stützenmoment von $\frac{ql^2}{12}$ werden 10 Stück Rund-eisen von 6 mm Durchmesser notwendig, wobei

a) Statische Berechnung des Rahmens als „zweistieliger“ Rahmen mit Fußgelenken.

Längen der Stabachsen (Fig. 9 b):

Höhe der Säulen: $h = 9,30$ m.

Länge des Riegels: $l = 17,35$ m.

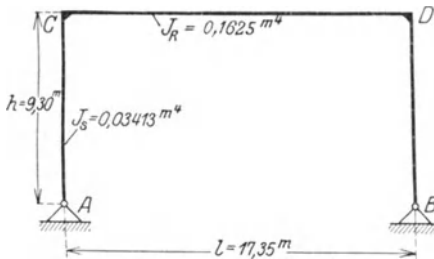


Fig. 9 b.

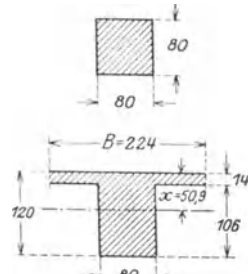


Fig. 9 c.

Trägheitsmoment der Stäbe (Fig. 9 c):

Trägheitsmoment der Säulen:

$$J_s = \frac{bh^3}{12} = \frac{80 \cdot 80^3}{12} = 3413333 \text{ cm}^4 = 0,0341 \text{ cm}^4.$$

Trägheitsmoment des Riegels:

$$F = 224 \cdot 14 = 3136 \text{ cm}^2$$

$$+ 80 \cdot 106 = 8480 \text{ ,,}$$

$$\hline 11616 \text{ cm}^2$$

$$S = 3136 \cdot \frac{14}{2} = 21952 \text{ cm}^3$$

$$+ 8480 \cdot \left(14 + \frac{106}{2}\right) = 568160$$

$$\hline 590112 \text{ cm}^3.$$

Demnach ergibt sich:

$$x = \frac{S}{F} = \frac{590112}{11616} = 50,9 \text{ cm}$$

und daraus:

$$J_R = \frac{224 \cdot 50,9^3}{3} - \frac{(224 - 80) \cdot (50,9 - 14)^3}{3} + \frac{80 (120 - 50,9)^3}{3}$$

$$= 16250000 \text{ cm}^4 = 0,1625 \text{ cm}^4.$$

Elastizitätszahl. Für $E_e = 2100000$ kg/qcm und $n = 10$ ist

$$E_{bd} = \frac{E_e}{n} = \frac{2100000}{10} = 210000 \text{ kg/cm}^2 = 210000 \text{ t/m}^2.$$

Ermittlung der statisch unbekanntem Größe des Horizontalschubes für verschiedene Belastungen.

Allgemein lauten die Elastizitätsgleichungen (s. Müller-Breslau: „Graphische Statik“ Bd. II, 2. Abt., § 8, Nr. 34):

$$\begin{aligned} L_a - \delta_{at} + \delta_a &= \delta_{oa} - \delta_{aa} X_a - \delta_{ba} X_b - \delta_{ca} X_c - \dots \\ L_b - \delta_{bt} + \delta_b &= \delta_{ob} - \delta_{ab} X_a - \delta_{bb} X_b - \delta_{cb} X_c - \dots \end{aligned}$$

Da in unserem Falle die Lager keine Verschiebung erleiden sollen und der Einfluß der Temperatur zunächst unberücksichtigt bleiben möge, so werden die linken Seiten der Gleichungen gleich Null. Da es sich außerdem nur um eine einfach statisch unbestimmte Konstruktion handelt, erhalten wir:

$$0 = \delta_{oa} - \delta_{aa} X_a \quad \text{oder} \quad X_a = \frac{\delta_{oa}}{\delta_{aa}}$$

wobei allgemein ist:

$$\begin{aligned} \delta_{ik} &= \int N_i N_k \frac{dx}{E \cdot F} + \int M_i M_k \frac{dx}{EJ} \\ \delta_{it} &= \int N_i \varepsilon t_s dx + \int \frac{M_i}{h} \varepsilon \Delta t dx \\ & \quad (\Delta t = t_n - t_o). \end{aligned}$$

Nach Ermittlung der Unbekannten ergeben sich die wirklichen Querschnittskräfte allgemein aus:

$$\begin{aligned} N &= N_o - N_a X_a - N_b X_b - N_c X_c - \dots \\ M &= M_o - M_a X_a - M_b X_b - M_c X_c - \dots \end{aligned}$$

N_a und M_a sind die Werte von N und M für den Belastungszustand $X_a = -1$ usw. Verschwinden sämtliche Größen X , so entstehen die Werte N_o und M_o .

Vernachlässigen wir den geringen Einfluß der Normalkräfte, so fallen alle Glieder mit den Größen N weg.

Wir ermitteln die statisch unbekanntem Größen für verschiedene Belastungen allgemein unter Vernachlässigung des Einflusses der Normalkräfte und erhalten bei Belastung des Querriegels mit einer Einzellast P .

In Fig. 10a und 10b sind die M_o - und die M_a -Flächen aufgezeichnet. Die M_o -Fläche entsteht als Momentenfläche, wenn am statisch bestimmten Hauptsystem die lotrechte Einzelkraft P am oberen Querriegel wirkt. Als statisch bestimmtes Hauptsystem wählen wir den in Punkt A gelenkig und horizontal frei beweglichen, im Punkt B gelenkig und unverschieblich gelagerten Träger. Die M_a -Fläche ana-

log, wenn im Punkte A die Horizontalkraft $X_a = -1$ angreift. Wir erhalten nun

$$\delta_{0a} = \int_0^h M_o M_a \frac{dx}{E J_s} + \int_0^l M_o M_a \frac{dx}{E J_R} + \int_0^h M_o M_a \frac{dx}{E J_s},$$

$$\int_0^h M_o M_a \frac{dx}{E J_s} = 0;$$

da M_o für die Säulen gleich Null ist.

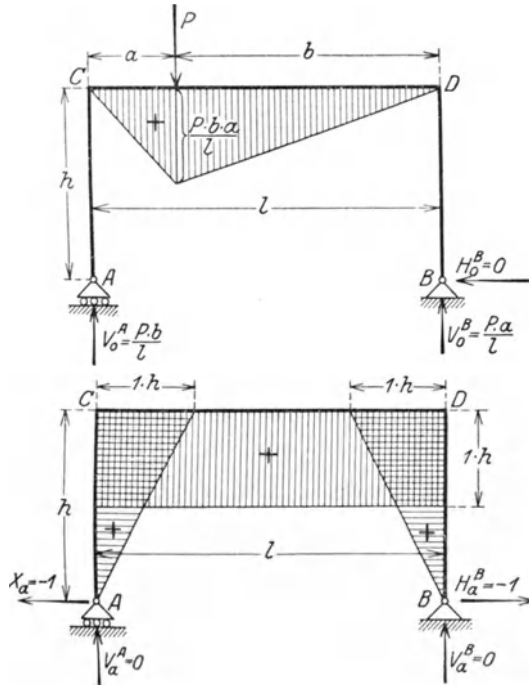


Fig. 10a und b.

Allgemein wird für Trapez und Dreieckfläche (siehe Fig. 10c):

$$\int M_i M_k ds = \frac{y_3}{6} [2y_0 l + y_1 \xi' + y_2 \xi].$$

In unserem Falle ist für Rechteck und Dreieck zu setzen:

$$y_1 = y_2 = y_0 = h; \quad y_3 = \frac{P b a}{l}; \quad \xi = a; \quad \xi' = b$$

und es wird nun:

$$\begin{aligned} \int_0^l M_o M_a \frac{dx}{EJ_R} &= \frac{Pba}{6lEJ_R} \cdot (2hl + ha + hb) \\ &= \frac{Pbah}{6lEJ_R} (2l + \underbrace{a+b}_l) = \frac{Pba}{2EJ_R}. \end{aligned}$$

Es wird also:

$$\delta_{oa} = \frac{Pbah}{2EJ_R}.$$

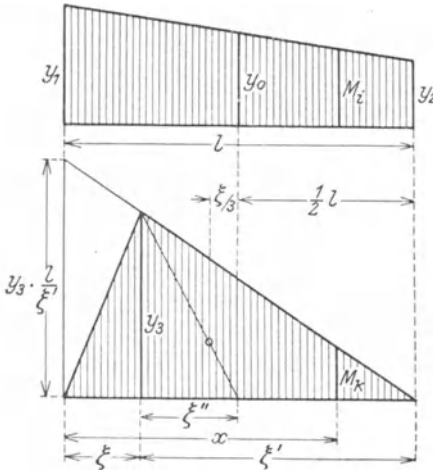


Fig. 10c.

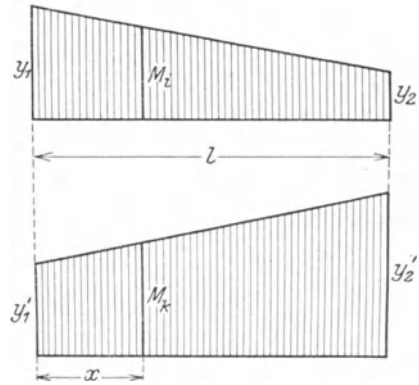


Fig. 10d.

Entsprechend wird:

$$\delta_{aa} = \int_0^h M_a M_a \frac{dx}{EJ_s} + \int_0^l M_a M_a \frac{dx}{EJ_R} + \int_0^h M_a M_a \frac{dx}{EJ_s}.$$

Wir erhalten dann:

$$\int M_i^2 dx = \frac{l}{3} (y_1^2 + y_1 y_2 + y_2^2),$$

die für den allgemeinen Fall zweier Trapeze gilt, sinngemäß (siehe Fig. 10d):

$$\int_0^h M_a^2 \frac{dx}{EJ_s} = \frac{h}{3EJ_s} [0,0^2 + 0,0 \cdot 1 \cdot h + (1 \cdot h)^2] = \frac{h^3}{3EJ_s}$$

$$\int_0^l M_a^2 \frac{dx}{EJ_R} = \frac{l}{3EJ_R} [(1 \cdot h)^2 + (1 \cdot h) \cdot (1 \cdot h) + (1 \cdot h)^2] = \frac{l \cdot h^2}{EJ_R}.$$

Es wird demnach:

$$\delta_{aa} = \frac{h^3}{3EJ_s} + \frac{l h^2}{EJ_R} + \frac{h^3}{3EJ_R} = \frac{2h^3 \cdot J_R + 3h^2 \cdot l \cdot J_s}{3E \cdot J_s \cdot J_R}.$$

Mit obenstehenden Werten für δ_{aa} und δ_{oa} erhalten wir für die statisch unbestimmte Größe den Horizontalschub:

$$X_a = \frac{\delta_{oa}}{\delta_{aa}} = \frac{Pba h 3EJ_s J_R}{2EJ_R(2h^3 J_R + 3h^2 \cdot l \cdot J_s)} = \frac{3Pba}{4h^2 \frac{J_R}{J_s} + 6h \cdot l}.$$

Setzen wir nun:

$$k = \frac{J_R}{J_s} \cdot \frac{h}{l}, \dots \dots \dots 5a)$$

so erhalten wir:

$$X_a = H = \frac{3Pba}{2hl \left(\frac{2 \cdot h}{l} \cdot \frac{J_R}{J_s} + 3 \right)} = \frac{3Pba}{2hl(2k + 3)} \dots \dots 5b)$$

Die für das System sich ergebenden endgültigen Größen berechnen sich wie nachstehend:

$$H^A = H^B = X_a = + \frac{3Pab}{2h \cdot l(2k + 3)}$$

$$V^A = V_o^A + V_a^B = \frac{Pb}{l}$$

$$V^B = V_o^B + V_a^B = \frac{Pa}{l}$$

$$M^C = M_o^C - M_a^C \cdot X_a = 0 - h \cdot \frac{3Pab}{2hl(2k + 3)} = - \frac{3Pab}{2l(2k + 3)} = M^D.$$

Sehr wesentlich ist, daß in diesen Gleichungen E nicht mehr vorkommt. Dagegen wird sich der Einfluß von J_s und J_r sehr bemerkbar machen.

Belastung des Querriegels mit gleichmäßig verteilter Last q .

Die M_o -Fläche für gleichmäßig verteilte Vollbelastung ist in Fig. 10e aufgezeichnet. Die M_a -Fläche ist bereits in Fig. 10b dargestellt.

Wir erhalten nun:

$$\delta_{oa} = \int_0^h M_o M_a \frac{dx}{EJ_s} + \int_0^l M_o M_a \frac{dx}{EJ_R} + \int_0^h M_o M_a \frac{dx}{EJ_s}$$

$$\int_0^h M_o M_a \frac{dx}{EJ_s} = 0;$$

da M_o für die Säulen gleich Null ist.

Allgemein wird für Trapez und Parabelabschnitt (siehe Fig. 10f):

$$\int M_i \cdot M_k dx = \frac{l}{3} (y_1 + y_2) y_3 = \frac{2l}{3} y_0 \cdot y_3.$$

In unserem Falle, wo $y_0 = h$, $y_3 = \frac{ql^2}{8}$, wird

$$\int_0^l M_o M_a \frac{dx}{EJ_R} = \frac{2l}{3EJ_R} h \frac{ql^2}{8} = \frac{qhl^3}{12EJ_R}.$$

Es wird demnach:

$$\delta_{oa} = \frac{qhl^3}{12EJ_R}.$$

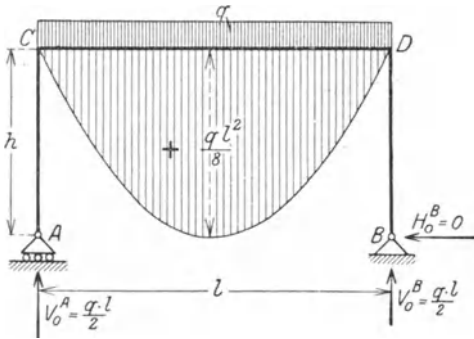


Fig. 10e.

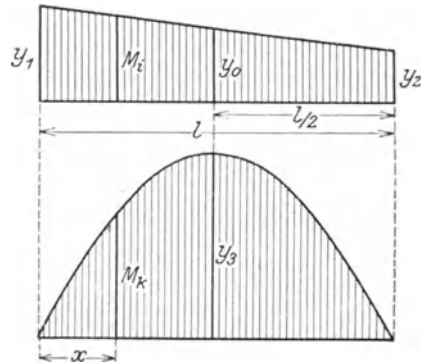


Fig. 10f.

δ_{aa} ergibt sich, wie bereits ermittelt, zu:

$$\delta_{aa} = \frac{2h^3 J_R + 3h^2 l J_s}{3EJ_s \cdot J_R} = \frac{h^2 (2h J_R + 3l J_s)}{3EJ_s \cdot J_R}$$

und wir erhalten für den Horizontalschub X_a nachstehenden Wert:

$$X_a = \frac{\delta_{aa}}{\delta_{aa}} = \frac{qhl^3 3EJ_s J_R}{12EJ_R h^2 (2h J_R + 3l J_s)} = \frac{ql^3 J_s}{4h (2h J_R + 3l J_s)}$$

$$X_a = \frac{ql^2}{4h \left(2 \frac{h}{l} \cdot \frac{J_R}{J_s} + 3 \right)} = \frac{ql^2}{4h \cdot (2k + 3)} \dots \dots \dots 5c)$$

wobei wir vor $k = \frac{J_R}{J_s} \cdot \frac{h}{l}$. Die für das System sich ergebenden endgültigen Größen erhalten wir demnach wie folgt:

$$H^A = H^B = X_a = \frac{ql^2}{4h(2k+3)}$$

$$V^A = V_o^A + V_a^A = \frac{ql}{2}$$

$$V^B = V_o^B + V_a^B = \frac{ql}{2}$$

$$M^C = M_o^C - M_a^C \cdot X_a = 0 - h \cdot \frac{ql^2}{4h(2k+3)} = -\frac{ql^2}{4(2k+3)} = M^{D'}$$

Belastung einer Säule mit einem Moment M_K .

Die Auflagerkräfte und die Momente des Nullsystems sind in Fig. 10g aufgezeichnet. Wir erhalten mit der bereits ermittelten M_a -Fläche nachstehenden Wert für δ_{oa} :

$$\delta_{oa} = \int_0^h M_o M_a \frac{dx}{EJ_s} + \int_0^l M_o M_a \frac{dx}{EJ_K} + \int_0^h M_o M_a \frac{dx}{EJ_s}$$

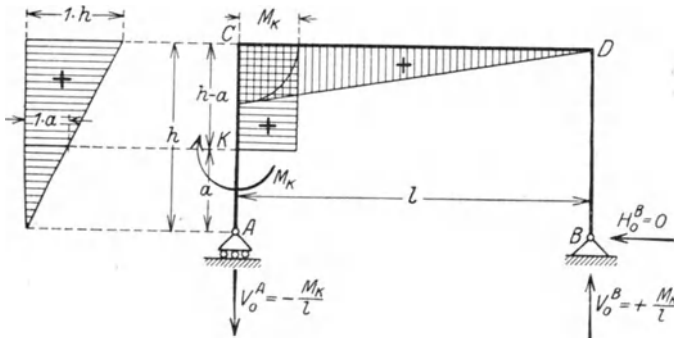


Fig. 10g.

Nach Fig. 10d ist allgemein für zwei Trapeze:

$$\int M_i M_k dx = \frac{l}{6} [y_1 (2y_1' + y_2') + y_2 (2y_2' + y_1')]$$

In unserem Falle wird sinngemäß für die linke Säule:

$$\begin{aligned} \int_0^h M_o M_a \frac{dx}{EJ_s} &= \frac{(h-a)}{6EJ_s} [h \cdot (2M_K + M_K) + a (2M_K + M_K)] \\ &= \frac{M_K (h+a)(h-a)}{2EJ_s} \end{aligned}$$

Für die rechte Säule ergibt sich:

$$\int_0^h M_o M_a \frac{dx}{EJ_s} = 0,$$

da M_o hier gleich Null ist.

Für den Riegel gilt:

$$\int_0^l M_o M_a \frac{dx}{EJ_R} = \frac{l}{6EJ_R} \cdot [h(2M_K + 0) + h(2 \cdot 0,0 + M_K)] = \frac{M_K h l}{2EJ_R}.$$

Somit erhalten wir:

$$\delta_{oa} = \frac{M_K(h+a)(h-a)}{2EJ_s} + \frac{M_K h l}{2EJ_R} = \frac{M_K[(h^2 - a^2)J_R + h l J_s]}{2EJ_s J_R}.$$

Mit dem bereits ermittelten Werte von δ_{oa} berechnet sich nun der Horizontalschub:

$$X_a = \frac{\delta_{oa}}{\delta_{aa}} = \frac{M_K[(h^2 - a^2)J_R + h l J_s] 3EJ_s J_R}{2EJ_s J_R h^2 (2hJ_R + 3lJ_s)}$$

$$X_a = \frac{3M_K \left[(h^2 - a^2) \cdot \frac{J_R h}{J_s l} + h^2 \right]}{2h^3 \left(2\frac{J_R h}{J_s l} + 3 \right)} = \frac{3M_K k (h^2 - a^2) + h^2}{2 h^3 (2k + 3)}, \quad 5d)$$

worin wie früher: $k = \frac{J_R h}{J_s l}$.

Die für das System sich ergebenden endgültigen Größen erhalten wir nun folgendermaßen:

$$H^A = H^B = X_a = \frac{3M_K}{2} \cdot \frac{k(h^2 - a^2) + h^2}{h^3(2k + 3)}$$

$$V^A = V_o^A + V_a^A = -\frac{M_K}{l}$$

$$V^B = V_o^B = V_a^B = +\frac{M_K}{l}$$

$$M^C = M_o^C - M_a^C \cdot X_a = M_K - h \cdot \frac{3M_K}{2} \cdot \frac{k(h^2 - a^2) + h^2}{h^3(2k + 3)}$$

$$M^C = M_K \left(1 - \frac{3}{2} \frac{k(h^2 - a^2) + h^2}{h^2(2k + 3)} \right)$$

$$M^D = M_o^D - M_a^D \cdot X_a = 0 - h \cdot \frac{3M_K}{2} \cdot \frac{k(h^2 - a^2) + h^2}{h^3 \cdot (2k + 3)}$$

$$= -\frac{3M_K}{2} \cdot \frac{k(h^2 - a^2) + h^2}{h^2(2k + 3)}.$$

b) Ermittlung der Belastungen.

Die durch die mittleren Stützen im 3. Stock als Einzellasten P auf den Riegel übertragenen Lasten ermitteln sich bei einer Binderentfernung von 4,27 m und einer daraus sich ergebenden Belastungsfläche

$$F = 4,27 \cdot \frac{5,20 + 6,95}{2} = 26,0 \text{ qm für jede Stütze wie folgt (hierzu$$

Fig. 7 und 8):

	ständ. Last	Nutzlast
Dachgeschoß:		
Gesamtlast des Daches (Eigengewicht, Wind- und Schnee) $g = 250 \text{ kg/qm}$	= 6 500 kg	
4. Stockwerk:		
Eigengewicht der Decke: $g = 300 \text{ kg/qm}$	= 7 800 „	
Eigengewicht der Stütze: 25/25; 3,25 lang	490 „	
Nutzlast: $p = 250 \text{ kg/qm}$		6 500 kg
3. Stockwerk:		
Eigengewicht der Decke: $g = 380 \text{ kg/qm}$	9 880 „	
Eigengewicht der Stütze: 35/35; 3,25 lang	960 „	
Nutzlast: $p = 325 \text{ kg/qm}$		8 450 kg
Gesamtlast am		
Stützenfuß im 3. Stockwerke:	$P_g = 25630 \text{ kg}; P_p = 14950 \text{ kg}$	
	$P_g = 25,63 \text{ t}; P_p = 14,95 \text{ t}$	

Die gleichmäßig verteilte Belastung des Riegels ergibt sich nachstehend:

Ständige Last:		
Eigengewicht der Decke (380 kg/qm): $380 \cdot 4,27$	1622,6 kg/m	
Eigengewicht des Riegels: 80/120	2304,0 „	
	Ständige Last $g: 3926,6 \text{ kg/m} \approx 3,93 \text{ t/m}$	

Nutzlast:

$p = (325 \text{ kg/qm}): 325 \cdot 4,27 \quad p = 1387,8 \text{ kg/m} = 1,39 \text{ t/m}$
 Gesamte gleichmäßig verteilte Belastung des Riegels: $q = 5,32 \text{ t/lfd. m}$
 Konsolbelastung der Säulen: (Rangkonstruktion).

Nach Fig. 9a erhalten wir:

Das Kragmoment infolge der gesamten Belastung:

$$\begin{aligned}
 M_{Ktot} &= P_1 \left(3,35 + \frac{0,80}{2} \right) + P_2 \left(2,45 + \frac{0,80}{2} \right) + P_3 \left(1,45 + \frac{0,80}{2} \right) \\
 &+ P_4 \cdot \left(0,48 + \frac{0,80}{2} \right) = 3,562 \cdot 3,75 + 4,22 \cdot 2,85 + 5,272 \cdot 1,85 \\
 &+ 5,177 \cdot 0,88 = 40,51 \text{ mt.}
 \end{aligned}$$

Das Kragmoment infolge Nutzbelastung wird, wenn die Nutzlast

$$P_p = (3,35 + 0,30) \cdot 4,27 \cdot 325 = 5,08 \text{ t,}$$

$$M_{Kp} = 5,08 \cdot \frac{4,05}{2} = 10,28 \text{ mt.}$$

Das Kragmoment infolge ständiger Last ist, wenn

$$P_g = 18,686 - 5,08 = 13,606 \text{ t,}$$

$$M_{Kg} = 40,51 - 10,28 = 30,23 \text{ mt.}$$

Lasten der äußeren Stützen im 3. Stockwerk:

Die linke Stütze im Anschluß an den Hauptbau hat eine Belastungsfläche $F = 4,27 \cdot \frac{5,20 + 4,185}{2} = 20,0 \text{ qm.}$

Das Dachgeschoß: ständ. Last Nutzlast
Gesamtbelastung des Daches: $g = 250 \text{ kg/qm}$ 5000 kg

4. Stockwerk:

Eigengewicht der Decke: $g = 300 \text{ kg/qm}$ 6000 kg

Eigengewicht der Stütze: 30/30; 3,25 m lang 700 „

Nutzlast: $p = 250 \text{ kg/qm}$ 5000 kg

3. Stockwerk:

Eigengewicht der Decke: $g = 380 \text{ kg/qm}$ 7600 „

Eigengewicht der Stütze: 40/40; 3,25 m lang 1250 „

Nutzlast: $p = 325 \text{ kg/qm}$ 6500 „

Gesamtlast am

Stützenfuß im 3. Stockwerk: $P_g = 20550 \text{ kg}$ $P_p = 11500 \text{ kg}$
 $= 20,55 \text{ t}$ $= 11,50 \text{ t}$

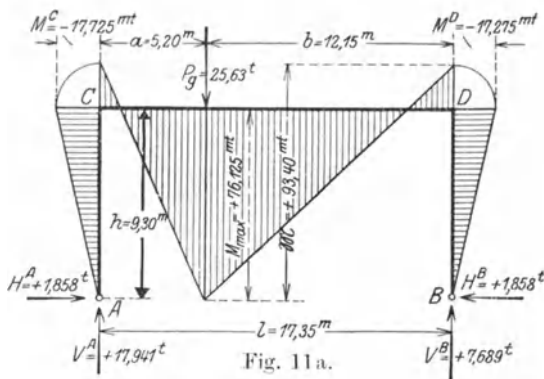
Deckenlast übertragen durch den Längsträger über dem 2. Stockwerk:

$$F = 4,27 \cdot \frac{4,185}{2} = 8,95 \text{ qm}$$

Eigengewicht: $g = 418 \text{ kg/qm}$ 3740

Nutzlast: $p = 325 \text{ kg/qm}$ 2930

Gesamtlast: $P_g = 24290 \text{ kg}$ $P_p = 14430 \text{ kg}$
 $= 24,30 \text{ t}$ $= 14,43 \text{ t}$



Die rechte Stütze an der Außenwand hat bei einer Belastungsfläche $F = 4,27 \cdot \frac{5,20}{2} = 11,1$ qm

Das Dachgeschoß bei einer ständ. Last Nutzlast
Gesamtbelastung des Daches: $g = 250$ kg/qm 2780 kg

4. Stockwerk:

Eigengewicht der Decke: $g = 300$ kg/qm 3330
Eigengewicht der Stütze: 30/30; 3,25 m lang 700
Nutzlast: $p = 250$ kg/qm 2780 kg

3. Stockwerk:

Eigengewicht der Decke: $g = 380$ kg/qm 4220
Eigengewicht der Stütze: 40/40; 3,25 m lang 1250
Nutzlast: $p = 325$ kg/qm 3610
Gesamtlast am Stützenfuß: $P_g = 12280$ kg $P_p = 6390$ kg
= 12,28 t = 6,40 t

Einzellasten in Höhe der Emporen, übertragen durch die äußeren Randlängsträger:

Linke Randträger im Anschluß an den Hauptbau:

Belastungsfläche $F = \frac{4,27 \cdot 4,185}{2}$ ständ. Last Nutzlast
+ 0,40 = 9,35 qm
Eigengewicht der Decke: $g = 418$ kg/qm 3910 kg
Eigengewicht des Randträgers: 60/25; 4,27 m lang 1540
Nutzlast: $p = 325$ kg/qm 3040 kg
Gesamtlast: $P_g = 5450$ kg $P_p = 3040$ kg
= 5,45 t = 3,04 t

Rechter Randträger an der Außenwand:

Belastungsfläche $F = 4,27 \cdot 0,80 = 3,42$ qm ständ. Last Nutzlast
Eigengewicht der Decke: $g = 240$ kg/qm 820 kg
Eigengewicht des Randträgers: 60/25; 4,27 m lang 1540
Nutzlast: $p = 325$ kg/qm 1110 kg
Gesamtlast: $P_g = 2360$ kg $P_p = 1110$ kg
= 2,36 t = 1,11 t

Berechnung der durch die verschiedenen Belastungen hervorgerufenen Momente.

Einfluß der Einzellasten P am Querriegel.

Unter der Wirkung des Stützendruckes der linken Stütze infolge der ständigen Last $P_g = 25,63$ t (siehe Fig. 11a) erhält man nach der allgemeinen Ableitung für:

$$a = 5,20 \text{ m}; \quad b = 17,35 - 5,20 = 12,15 \text{ m}; \quad h = 9,30 \text{ m}; \quad l = 17,35 \text{ m};$$

$$J_R = 0,16250 \text{ m}^4; \quad J_s = 0,03413 \text{ m}^4$$

$$k = \frac{J_R}{J_s} \cdot \frac{h}{l} = \frac{0,16250}{0,03413} \cdot \frac{9,30}{17,35} = 2,552$$

$$H^A = H^B = + \frac{3 P a b}{2 h l (2k + 3)} = P \cdot \frac{3 \cdot 5,2 \cdot 12,15}{2 \cdot 9,3 \cdot 17,35 (2 \cdot 2,552 + 3)}$$

$$= 0,0724752 P = +1,8575 \text{ t}$$

$$V^A = \frac{P b}{l} = P \cdot \frac{12,15}{17,35} = 0,70 P = +17,941 \text{ t}$$

$$V^B = \frac{P a}{l} = P \cdot \frac{5,20}{17,35} = 0,30 \cdot P = 0,30 \cdot 25,63 = +7,689 \text{ t}$$

$$M^C = M^D = - h \cdot H = - 9,30 \cdot 1,8575 = -17,275 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M} = \frac{P \cdot b \cdot a}{l} = \frac{25,63 \cdot 12,15 \cdot 5,2}{17,35} = 93,4 \text{ mt.}$$

Infolge der Nutzlast $P_p = 14,95 \text{ t}$ werden:

$$H^A = H^B = + 0,0724752 \cdot 14,95 = +1,0835 \text{ t}$$

$$V^A = 0,70 \cdot 14,95 = + 10,465 \text{ t}; \quad V^B = 0,30 \cdot 14,95 = + 4,485 \text{ t}$$

$$M^C = M^D = - 9,30 \cdot 1,0835 = -10,077 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M} = \frac{14,95 \cdot 12,15 \cdot 5,2}{17,35} = 54,45 \text{ mt.}$$

Infolge des Stützendruckes der rechten Stütze erhält man sinngemäß die entsprechenden Werte wie vor, da die Belastungsgrößen die gleichen sind.

Für die gleichmäßig verteilte Belastung des Querriegels erhält man mit den vorher abgeleiteten allgemeinen Gleichungen bei der ständigen Last $g = 3,93 \text{ t/ld.m}$ (siehe Fig. 11 b):

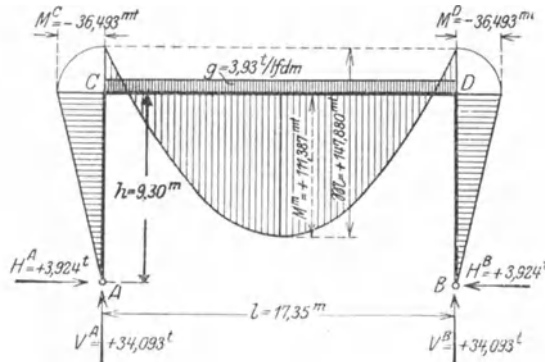


Fig. 11 b.

$$H^A = H^B = \frac{g l^2}{4h(2k + 3)} = \frac{3,93 \cdot 17,35^2}{4 \cdot 9,30 \cdot (2 \cdot 2,552 + 3)} = + 3,92414 \text{ t}$$

$$V^A = V^B = \frac{g \cdot l}{2} = \frac{3,93 \cdot 17,35}{2} = 34,093 \text{ t}$$

$$M^C = M^D = - 9,30 \cdot 3,924 = - 36,493 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M} = \frac{g l^2}{8} = \frac{3,93 \cdot 17,35^2}{8} = +147,880 \text{ mt.}$$

Für die gleichmäßig verteilte Nutzbelastung $p = 1,39 \text{ t/lf. m}$ wird:

$$H^A = H^B = \frac{p l^2}{4h \cdot (2k + 3)} = \frac{1,39 \cdot 17,35^2}{4 \cdot 9,3(2 \cdot 2,552 + 3)}$$

$$= 1,39 \cdot 0,99851 = + 1,388 \text{ t}$$

$$V^A = V^B = \frac{p l}{2} = \frac{1,39 \cdot 17,35}{2} = 12,058 \text{ t}$$

$$M^C = M^D = - 9,30 \cdot 1,388 = - 12,908 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M} = \frac{1,39 \cdot 17,35^2}{8} = 52,303 \text{ mt.}$$

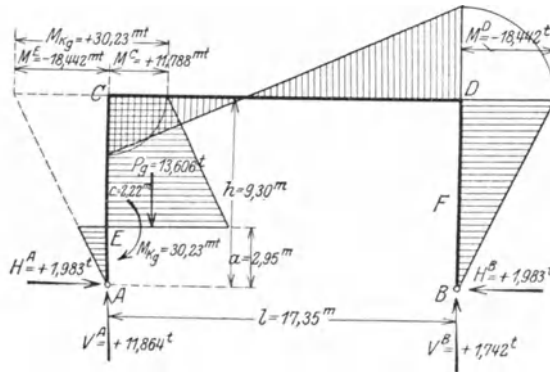


Fig. 11c.

Für die Konsolbelastung der linken Säule ist das Kragmoment infolge ständiger Konsollast: $M_{Kg} = 30,23 \text{ mt}$ (siehe Fig. 11c).

Nach den vorher ermittelten allgemeinen Gleichungen erhalten wir

für $a = 3,40 - \frac{0,90}{2} = 2,95 \text{ m}$

$$H^A = H^B = M_K \cdot \frac{3}{2} \frac{k(h^2 - a^2) + h^2}{h^3(2k + 3)}$$

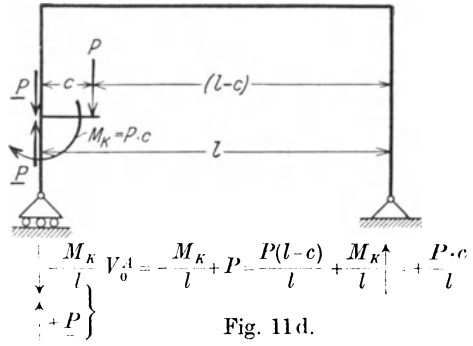
$$= 30,23 \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{2,552(9,30^2 - 2,95^2) + 9,30^2}{9,30^3(2 \cdot 2,552 + 3)}$$

$$= 30,23 \cdot 0,0655844 = + 1,983 \text{ t}$$

$$M^C = M_{K_g} - h \cdot H_A = 30,23 - 9,30 \cdot 1,983 = 30,23 - 18,442 \\ = + 11,788 \text{ mt}$$

$$M^D = - h \cdot H^B = - 9,30 \cdot 1,983 = - 18,442 \text{ m/t.}$$

Wird das an der Säule wirkende Moment durch eine an einem Kragarm angreifende Vertikalkraft P hervorgerufen gedacht, so ist zu der an dieser Säule ermittelten Auflagenkraft $V^A = - \frac{M_K}{l}$, wie dies in Fig. 11d erläuternd dargestellt ist, noch die Vertikalkraft P hinzuzufügen. Wir erhalten demnach in unserem Falle:



$$V^A = - \frac{M_{K_g}}{l} + P_g = - \frac{30,23}{17,35} + 13,606 = + 11,864 \text{ t}$$

$$V^B = + \frac{M_{K_g}}{l} = + \frac{30,23}{17,35} = + 1,742 \text{ t.}$$

Das Kragmoment infolge Nutzbelastung der Konsole:

$$M_{K_p} = 10,28 \text{ mt}$$

$$H^A = H^B = 10,28 \cdot 0,0655844 = + 0,6742 \text{ t}$$

$$M^C = 10,28 - 9,3 \cdot 0,6742 = + 4,010 \text{ mt}$$

$$M^D = - 9,3 \cdot 0,6742 = - 6,270 \text{ mt}$$

$$V^A = - \frac{10,28}{17,35} + P_p = - 0,593 + 5,08 = + 4,487 \text{ t}$$

$$V^B = + \frac{10,28}{17,35} = + 0,593 \text{ t.}$$

Wir erhalten für die Konsolbelastung der rechten Säule, da die Belastungen die gleichen wie bei der linken Säule, sinngemäß infolge ständiger Konsollast:

$$H^A = H^B = + 1,983 \text{ t}$$

$$M^C = - 18,442 \text{ mt; } M^D = + 11,788 \text{ mt}$$

$$V^A = + 1,742 \text{ t; } V^B = + 11,864 \text{ t.}$$

Infolge Nutzbelastung der Konsole:

$$H^A = H^B = + 0,6742 \text{ t}$$

$$M^C = - 6,270 \text{ mt; } M^D = + 4,010 \text{ mt}$$

$$V^A = + 0,593 \text{ t; } V^B = + 4,487 \text{ t.}$$

In der nachfolgenden Zusammenstellung sind die Momente infolge ständiger Last und infolge der Nutzbelastung enthalten.

Berechnung der Rahmen über dem 1. Stockwerk.

Momente Auflagerkräfte	M^C	M^D	M^m (Mitte Riegel)	M_1^E (unterhalb der Konsole)	M_2^E (oberhalb der Konsole)	$H^A = H^B$	V^A	V^B
Einzellast P_p links (ständige Last)	- 17,275	- 17,275	+ 49,475	- 5,480	- 5,480	+ 1,858	+ 17,941	+ 7,68
Einzellast P_p rechts (ständige Last)	- 17,275	- 17,275	+ 49,475	- 5,480	- 5,480	+ 1,858	+ 7,689	+ 17,941
Gleichmäßig verteilte ständige Belastung g des Riegels	+ 36,493	- 36,493	+ 111,387	- 11,576	- 11,576	+ 3,924	+ 34,093	+ 34,093
Kragmoment M_{kp} links	+ 11,788	- 18,442	- 3,327	- 5,850	- 24,380	+ 1,983	+ 11,864	+ 1,742
Kragmoment M_{kp} rechts	- 18,442	+ 11,788	- 3,327	- 5,850	- 5,850	+ 1,983	+ 1,742	+ 11,864
Gesamtmomente infolge ständiger Belastung	- 77,697	- 77,697	+ 203,683	- 34,236	- 4,006	+ 11,606	+ 73,329	+ 73,329
Einzellast P_p links (Nutzlast)	- 10,077	- 10,077	+ 28,843	- 3,196	- 3,196	+ 1,084	+ 10,463	+ 4,485
Einzellast P_p rechts (Nutzlast)	- 10,077	- 10,077	+ 28,843	- 3,196	- 3,196	+ 1,084	+ 4,485	+ 10,465
Gleichmäßig verteilte Nutzlast p des Riegels	- 12,908	- 12,908	+ 39,395	- 4,094	- 4,094	+ 1,388	+ 12,058	+ 12,058
Kragmoment M_{kp} links (Nutzlast)	+ 4,010	- 6,270	- 1,130	- 1,989	- 1,989	+ 0,674	+ 4,487	+ 0,593
Kragmoment M_{kp} rechts (Nutzlast)	- 6,270	+ 4,010	- 1,130	- 1,989	+ 8,291	+ 0,674	+ 0,593	+ 4,487
Größtwerte bei Nutzbelastung	- 39,632	- 39,332	+ 97,081	- 14,464	- 12,475	+ 4,904	+ 32,088	+ 32,088
abs. Größtwerte bei Vollbelastung	- 117,029	- 117,029	+ 300,764	- 48,700	- 16,481	+ 16,510	+ 105,417	+ 105,417
abs. Kleinstwerte bei Vollbelastung	- 73,687	- 73,687	+ 201,423	- 34,236	+ 4,285	+ 11,606	+ 73,329	+ 73,329

Für ständige Belastung

Für Nutzlast

abs.

abs.

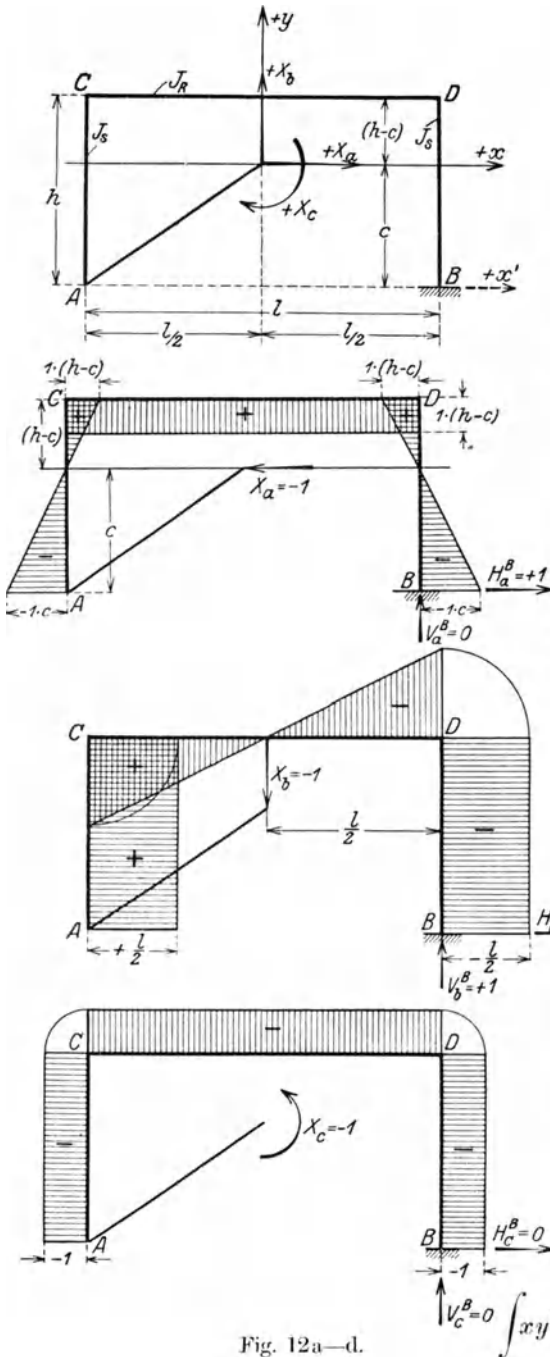


Fig. 12a—d.

e) Statische Berechnung des an den Füßen eingespannten zweistieligen Rahmens.

Die der Berechnung zugrunde liegenden Abmessungen und Größen sind die gleichen wie für den Gelenkrahmen.

Bei Annahme unver-schieblicher Fußpunkte und ohne Berücksichtigung des Einflusses der Temperatur erhalten die Elastizitätsgleichungen für unseren Fall eines dreifach statisch unbestimmten Systems nachstehende Form:

$$\begin{aligned} \delta_{0a} - \delta_{aa} X_a - \delta_{ab} X_b - \delta_{ac} X_c &= 0, \\ \delta_{0b} - \delta_{ba} X_a - \delta_{bb} X_b - \delta_{bc} X_c &= 0, \\ \delta_{0c} - \delta_{ca} X_a - \delta_{cb} X_b - \delta_{cc} X_c &= 0. \end{aligned}$$

In dieser Form haben wir 3 Gleichungen mit 3 Unbekannten, bei welchen alle 3 Unbekannten in jeder Gleichung vorkommen. Um nun 3 Gleichungen zu erhalten, in denen nur je eine Unbekannte steht, muß nachstehende Bedingung erfüllt werden:

$$\delta_{ab} = 0; \delta_{ac} = 0; \delta_{bc} = 0.$$

Diese Bedingung ist erfüllt, wenn wir den Nullpunkt des Achsenkreuzes in den sog. „Schwerpunkt der elastischen Gewichte“ legen. Dies ist der Fall (siehe Müller-Breslau: „Neuere Methoden der Festigkeitslehre“), wenn

$$\int xy \frac{ds}{J} = 0; \int y \frac{ds}{J} = 0; \int x \frac{ds}{J} = 0;$$

d. h. wenn das Zentrifugalmoment sowie die statischen Momente in bezug auf die X - und Y -Achse gleich Null werden. Die erste Bedingung ist erfüllt, wenn die X - und Y -Achse konjugierte Achsen sind, die dritte bei symmetrischer Ausbildung des Stabzuges mit der Symmetrielinie als Y -Achse, und die zweite für die zur Y -Achse senkrechten im Abstände

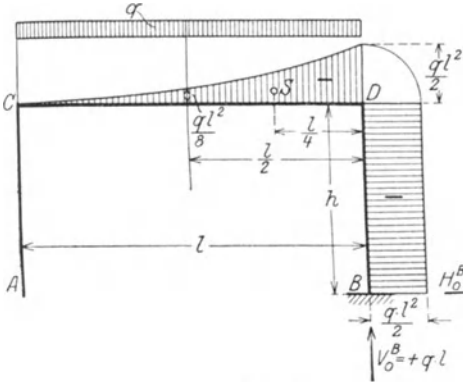


Fig. 12e.

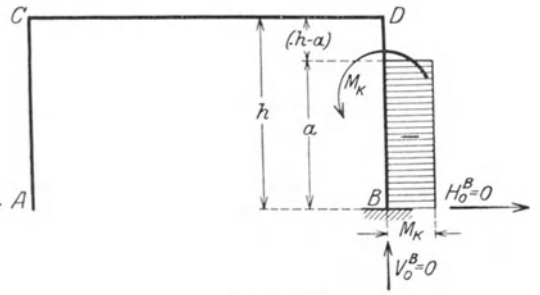


Fig. 12f.

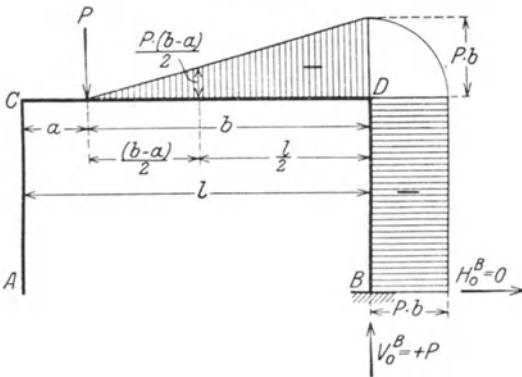


Fig. 12g.

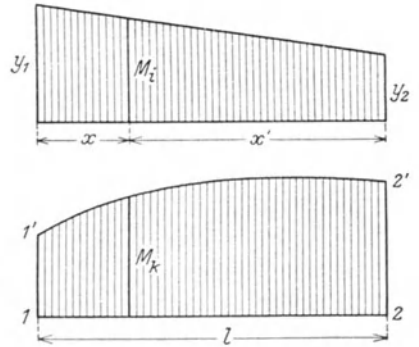


Fig. 12h

$c = \int y' \frac{ds}{J}$ zur X' -Achse gezogenen Parallelen (siehe Fig. 12a). Wir erhalten dann für die 3 Unbekannten nachstehende Gleichungen:

$$X_a = \frac{\delta_{0a}}{\delta_{aa}}; \quad X_b = \frac{\delta_{0b}}{\delta_{bb}}; \quad X_c = \frac{\delta_{0c}}{\delta_{cc}} \quad \dots \quad 5e)$$

Als statisch bestimmtes Hauptsystem wählen wir den im Punkte B eingespannten Kragträger, an dem wir die statisch unbestimmten Größen als äußere Kräfte wirken lassen. Mit Hilfe der M_a - (Fig. 12b),

M_b - (Fig. 12 c), M_c - (Fig. 12 d) und M_o - (Fig. 12 e—g) Flächen ermitteln wir die Werte δ_{aa} , δ_{bb} , δ_{cc} und δ_{op} und daraus dann die Größen X_a , X_b und X_c unter Vernachlässigung des Einflusses der Normalkräfte wie vorher.

Ermittlung der von der Belastung unabhängigen Größen.

Der Abstand c des elastischen Schwerpunktes ist

$$c = \frac{\int y' \frac{ds}{J} = \frac{h}{2J_s} \frac{h}{2} + \frac{lh}{J_R}}{\int \frac{ds}{J} = \frac{h}{J_s} + \frac{l}{J_R}} \quad (\text{siehe Fig. 12 a});$$

$$c = \frac{h^2 \frac{J_R}{J_s} + lh}{2h \frac{J_R}{J_s} + l} = \frac{h \frac{h}{l} \frac{J_R}{J_s} + h}{2 \frac{h}{l} \frac{J_R}{J_s} + 1}.$$

Setzen wir nun

$$k = \frac{h}{l} \frac{J_R}{J_s},$$

so erhalten wir:

$$c = \frac{h(k+1)}{2k+1}.$$

Berechnung der Größen δ_{aa} , δ_{bb} und δ_{cc} .

Bei der Bildung der Integrale $\int M_i M_k dx$ ist zu beachten: Wenn eine der beiden M -Linien eine Gerade (siehe Fig. 12 h), so ergibt sich (siehe Müller - Breslau, II. Bd., 2. Abt.):

$$\int M_i M_k dx = \frac{y_1}{l} \int_0^{x'} M_k x' dx' + \frac{y_2}{l} \int_0^x M_k x dx.$$

Bezeichnet man nun mit \mathfrak{S}_1 und \mathfrak{S}_2 die statischen Momente der M_k -Fläche in bezug auf die Achsen 1-1' und 2-2', so erhält man

$$\int M_i M_k dx = \frac{1}{l} (y_1 \mathfrak{S}_2 + y_2 \mathfrak{S}_1).$$

Mit der Bezeichnung \mathfrak{S}' als statisches Moment der M_K -Fläche in bezug auf die Achse 1-2 ergibt sich:

$$\int M_K \cdot M_K \cdot dx = 2 \mathfrak{S}';$$

$$\delta_{aa} = \int M_a \cdot M_a \frac{dx}{EJ}$$

Nach Fig. 12b wird:

$$\begin{aligned} \int M_a M_a \frac{dx}{EJ} &= \left[2 \cdot \frac{cc}{2} \cdot \frac{c}{3} \cdot \frac{1}{EJ_s} + 2 \cdot \frac{(h-c)^2}{2} \cdot \frac{(h-c)}{3} \cdot \frac{1}{EJ_s} \right] 2 \\ &\quad + 2 \cdot (h-c) \cdot l \cdot \frac{(h-c)}{2} \cdot \frac{1}{EJ_R} \\ &= \frac{2}{3EJ_s} [c^3 + (h-c)^3] + \frac{l \cdot (h-c)^2}{EJ_R} \\ &= \frac{2}{3EJ} [c^3 + h^3 - 3h^2c + 3hc^2 - c^3] + \frac{l(h^2 - 2hc + c^2)}{EJ_R} \end{aligned}$$

Für $\frac{J_R}{J_s} \cdot \frac{h}{l} = k$ wird

$$\begin{aligned} \delta_{aa} &= \frac{2k h^2 - 6k h c + 6k c^2 + 3h^2 - 6h c + 3c^2}{\frac{3EJ_R}{l}} \\ &= \frac{[h^2(2k+3) - 6hc(k+1) + 3c^2(2k+1)] \cdot l}{3EJ_R} \end{aligned}$$

In den Klammerausdruck im Zähler den früher berechneten Wert

$c = \frac{h(k+1)}{2k+1}$ eingesetzt, gibt:

$$\begin{aligned} &h^2(2k+3) - 6h(k+1) \frac{h(k+1)}{2k+1} + 3(2k+1) \cdot \frac{h^2(k+1)^2}{(2k+1)^2} \\ &= \frac{h^2}{2k+1} [(2k+1)(2k+3) - (6k+6)(k+1) + \\ &\quad + (3k+3)(k+1)] = \frac{h^2 \cdot k(k+2)}{2k+1} \end{aligned}$$

Sonach wird:

$$\delta_{aa} = \int M_a M_a \frac{dx}{EJ} = \frac{lh^2 k(k+2)}{3EJ_R(2k+1)};$$

$$\delta_{bb} = \int M_b M_b \frac{dx}{EJ} \quad (\text{siehe Fig. 12c});$$

$$\begin{aligned} \int M_b \cdot M_b \frac{dx}{EJ} &= \left[2 \frac{l}{2} \frac{h}{2} \frac{1}{2} \frac{1}{EJ_s} \right] 2 + \left[2 \frac{l}{2} \frac{l}{2} \frac{1}{2} \frac{1}{2} \frac{1}{EJ_R} \right] 2 \\ &= \frac{h \cdot l^2}{2EJ_s} + \frac{l^3}{12EJ_R} = \frac{l^3(6k+1)}{12E \cdot J_R}; \end{aligned}$$

$$\delta_{cc} = \int M_c \cdot M_c \frac{dx}{EJ} \quad (\text{siehe Fig. 12d});$$

$$\begin{aligned} \int M_c M_c \frac{dx}{EJ} &= \left[2 \cdot 1 \frac{h}{2} \frac{1}{E \cdot J_s} \right] 2 + \left[2 \cdot 1 \frac{l}{2} \frac{1}{EJ_R} \right] \\ &= \frac{2h}{EJ_s} + \frac{l}{EJ_R} = \frac{l(2k+1)}{EJ_R} \end{aligned}$$

Ermittlung der von der Belastung abhängigen

Größen: δ_{oa} , δ_{ob} , δ_{oc} .

Für die gleichmäßig verteilte Belastung des Riegels ist die M_o -Fläche in Fig. 12e aufgezeichnet. Man erhält nun durch Kombination derselben mit den M_a -, M_b -, M_c -Flächen (Fig. 12b–d) nachstehende Werte für δ_{oa} , δ_{ob} und δ_{oc} :

$$\delta_{oa} = \int M_o M_a \frac{dx}{EJ}$$

$$\int M_i M_k dx = \frac{1}{l} (y_1 \zeta_2 + y_2 \zeta_1) \text{ wird:}$$

$$\int M_o M_a \frac{dx}{EJ} = 0 - \left\{ \frac{1}{l} \left[(h-c) \cdot \frac{ql^2}{3} \cdot \frac{l}{4} + (h-c) \cdot \frac{ql^2}{3} \cdot \frac{3l}{4} \right] \frac{1}{EJ_R} \right\}$$

$$- \left[\frac{(h-c)(h-c) \frac{ql^2}{2}}{2} \cdot \frac{1}{EJ_s} - \frac{c \cdot c \cdot \frac{ql^2}{2}}{2} \cdot \frac{1}{EJ_s} \right]$$

$$= - \frac{1}{l} \left[\frac{(h-c)ql^4}{24EJ_R} + \frac{(h-c)ql^4}{8EJ_R} \right] - \left[\frac{(h-c)^2 ql^2}{4EJ_s} - \frac{c^2 ql^2}{4EJ_s} \right]$$

$$= - \frac{ql^3(h-c)}{6EJ_R} + \frac{ql^2}{4EJ_s} [c^2 - (h-c)^2]$$

$$= \frac{ql^2}{12EJ_R \cdot J_s} [6J_R hc - 3J_R h^2 - 2J_s l \cdot h + 2J_s l \cdot c]$$

$$= \frac{ql^3}{12EJ_R} [6kc - 3kh - 2h + 2c]$$

$$= \frac{ql^3}{12EJ_R} \left[6k \frac{h(k+1)}{(2k+1)} - (3kh + 2h) + \frac{2h(k+1)}{(2k+1)} \right]$$

$$= \frac{ql^3}{12EJ_R} \frac{[6k^2h + 6kh - (6k^2h + 4kh + 3kh + 2h) + 2kh + 2h]}{(2k+1)};$$

$$\delta_{oa} = \frac{ql^3}{12EJ_R} \frac{kh}{(2k+1)};$$

$$\delta_{ob} = \int M_o M_b \frac{dx}{EJ}$$

Um das Integral $\int M_o M_b \frac{dx}{EJ}$ für den Riegel CD bilden zu können, müssen wir zunächst die statischen Momente der M_o -Flächen ermitteln

und zu diesem Zwecke erst die Schwerpunktsabstände derselben berechnen. Nach Fig. 12i ergibt sich:

$$s_2'' = \frac{St'' - St_1''}{F - F_1} = \frac{F \cdot s_2 - F_1 \left(s_2 + \frac{l}{2} \right)}{F - F_1};$$

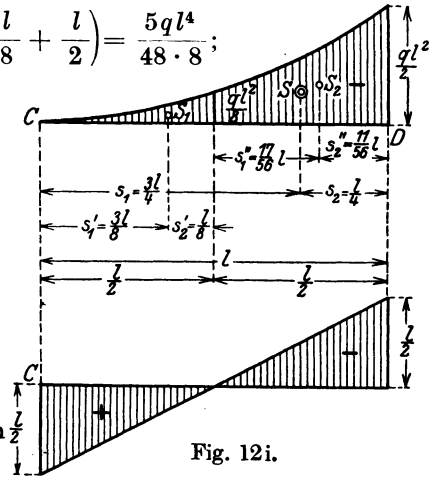
$$F = \frac{l \cdot \frac{ql^2}{2}}{3} = \frac{ql^3}{6}; \quad St'' = \frac{ql^3}{6} \cdot \frac{l}{4} = \frac{ql^4}{24};$$

$$F_1 = \frac{\frac{l}{2} \cdot \frac{ql^2}{8}}{3} = \frac{ql^3}{48}; \quad St_1'' = \frac{ql^3}{48} \cdot \left(\frac{l}{8} + \frac{l}{2} \right) = \frac{5ql^4}{48 \cdot 8};$$

$$s_2'' = \frac{\frac{ql^4}{24} - \frac{5ql^4}{48 \cdot 8}}{\frac{ql^3}{6} - \frac{ql^3}{48}} = \frac{\frac{11ql^4}{384}}{\frac{56ql^3}{384}} = \frac{11l}{56};$$

$$s_1'' = \frac{l}{2} - s_2 = \frac{l}{2} = \frac{11l}{56} = \frac{17l}{56};$$

$$s_2' = \frac{l}{8}; \quad s_1' = \frac{3l}{8}.$$



Für die linke Riegelhälfte erhalten wir demnach:

$$\begin{aligned} \int_0^{\frac{l}{2}} M_o M_b \frac{dx}{EJ} &= - \frac{1}{EJ_R \frac{l}{2}} \left[\frac{l}{2} F_1 s_2' + 0 F_1 s_1' \right] \\ &= - \frac{1}{EJ_R \frac{l}{2}} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{ql^3}{48} \cdot \frac{l}{8} = \frac{ql^4}{384 EJ_R}. \end{aligned}$$

Für die rechte Riegelhälfte:

$$\begin{aligned} \int_{\frac{l}{2}}^l M_o M_b \frac{dx}{EJ} &= + \frac{1}{EJ_R \cdot \frac{l}{2}} \left[0 \cdot F_2 \cdot s_2'' + \frac{l}{2} \cdot F_2 \cdot s_1'' \right] \\ &= + \frac{1}{EJ_R \cdot \frac{l}{2}} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{56ql^3}{384} \cdot \frac{17l}{56} = + \frac{17ql^4}{384 EJ_R}; \end{aligned}$$

Es wird demnach:

$$\begin{aligned} \int M_o M_b \frac{dx}{EJ} &= 0 - \frac{ql^4}{384 EJ_R} + \frac{17ql^4}{384 EJ_R} + \frac{ql^2}{2} h \frac{l}{2} \frac{1}{EJ_s} \\ &= \frac{16ql^4}{384 EJ_R} + \frac{ql^3 \cdot h}{4 EJ_s} = \frac{ql^3}{4} \left(\frac{l}{6 EJ_R} + \frac{h}{EJ_s} \right); \\ \delta_{ob} &= \frac{ql^3}{4} \frac{(l J_s + 6h J_R)}{6E \cdot J_R \cdot J_s} = \frac{ql^4}{24 EJ_R} (6k + 1); \end{aligned}$$

$$\delta_{oc} = \int M_o M_c \frac{dx}{EJ}$$

$$\begin{aligned} \int M_o M_b \frac{dx}{EJ} &= 0 + \left\{ \frac{1}{l} \left[1 \cdot \frac{ql^2 \cdot l}{2} \cdot \frac{l}{3} \cdot \frac{l}{4} + 1 \cdot \frac{ql^2 \cdot l}{2} \cdot \frac{3l}{4} \right] \cdot \frac{1}{EJ_R} \right\} \\ &+ \frac{ql^2}{2} \cdot h \cdot 1 \cdot \frac{1}{EJ_s} = + \frac{ql^3}{6 EJ_R} + \frac{ql^2 \cdot h}{2 EJ_s} = \frac{ql^2}{2} \left(\frac{l}{3 EJ_R} + \frac{h}{EJ_s} \right) \\ \delta_{oc} &= \frac{ql^2}{2} \left(\frac{J_s l + 3 J_R h}{3 EJ_R J_s} \right) = \frac{ql^3 (3k + 1)}{6 EJ_R}. \end{aligned}$$

Belastung einer Säule durch ein Moment M_K .

Die M_o -Fläche für ein an der rechten Säule im Abstand a von der Einspannstelle angreifendes Moment M_K ist in Fig. 12f dargestellt. Mit den in Fig. 12b–d aufgezeichneten M_a , M_b , M_c -Flächen ergeben sich die Größen δ_{oa} , δ_{ob} , δ_{oc} wie folgt:

$$\begin{aligned} \delta_{oa} &= \int M_o M_a \frac{dx}{EJ} \\ \int M_o M_a \frac{dx}{EJ} &= 0 + 0 + \left[-\frac{(a-c)^2}{2} \cdot M_K + \frac{c \cdot c}{2} \cdot M_K \right] \cdot \frac{1}{EJ_s} \\ &= \frac{M_K}{2 EJ_s} [-(a^2 - 2ac + c^2) + c^2] = \frac{M_K}{2 EJ_s} (2ac - a^2) \\ &= \frac{M_K}{2 EJ_s} \cdot \left[2a \cdot \frac{h(k+1)}{2k+1} - a^2 \right] \end{aligned}$$

(für $a < c$ erhalten wir den gleichen Wert).

$$\delta_{oa} = \frac{M_K}{2 EJ_s} \cdot \frac{[2ah(k+1) - a^2(2k+1)]}{(2k+1)};$$

$$\delta_{ob} = \int M_o M_b \frac{dx}{EJ}$$

$$\int M_o M_b \frac{dx}{EJ} = + M_K \cdot a \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{EJ_s} = + \frac{M_K a l}{2 EJ_s};$$

$$\delta_{oc} = \int M_o M_c \frac{dx}{EJ}$$

$$\int M_o M_c \frac{dx}{EJ} = + M_K \cdot a \cdot 1 \cdot \frac{1}{EJ_s} = + \frac{M_K \cdot a}{EJ_s}.$$

Belastung des Riegels mit einer Einzellast P .

In Fig. 12g ist die M_o -Fläche infolge einer am Riegel wirkenden Einzellast dargestellt und wir erhalten auf die gleiche Weise wie vorher:

$$\begin{aligned} \delta_{oa} &= \int M_o M_a \frac{dx}{EJ} \\ \int M_o M_a \frac{dx}{EJ} &= 0 - \frac{b P b (h-c)}{2} \cdot \frac{1}{EJ_R} - \frac{(h-c)^2 \cdot P \cdot b}{2} \cdot \frac{1}{EJ_s} + \\ &+ \frac{c^2 \cdot P b}{2} \cdot \frac{1}{EJ_s} = \frac{P \cdot b}{2} \left[\frac{c^2}{EJ_s} - \frac{b(h-c)}{EJ_R} - \frac{(h-c)^2}{EJ_s} \right] \\ &= \frac{P b}{2 E J_R \cdot J_s} \{ J_R \cdot [c^2 - (h^2 - 2 h c + c^2)] - b(h-c) \cdot J_s \} \\ &= \frac{P b}{2 E J_R} [2 k l c - k l h - b \cdot h + b \cdot c] \\ &= \frac{P b}{2 E J_R} \left[\frac{2 k l \cdot h \cdot (k+1)}{2 k+1} - k \cdot l \cdot h - b \cdot h + \frac{b \cdot h \cdot (k+1)}{2 k+1} \right] \\ &= \frac{P b}{2 E J_R} \left[\frac{2 k \cdot l \cdot h \cdot (k+1) - k \cdot l \cdot h \cdot (2 k+1) - b \cdot h (2 k+1) + b \cdot h (k+1)}{(2 k+1)} \right] \\ \delta_{oa} &= \frac{P b h}{2 E J_R} \cdot \frac{k(l-b)}{(2k+1)} = \frac{P b h k a}{2 E J_R (2k+1)}; \\ \delta_{ob} &= \int M_o M_b \frac{dx}{EJ} \\ \int M_o M_b \frac{dx}{EJ} &= 0 - \frac{(b-a)}{2} \cdot \frac{2}{6 E J_R} \left[P \cdot \frac{(b-a)}{2} \cdot \frac{(b-a)}{2} \right] + \\ &+ \frac{l}{6 E J_R} \left[P \cdot \frac{(b-a)}{2} \cdot \frac{l}{2} + P \cdot b \cdot 2 \cdot \frac{l}{2} \right] + P \cdot b \cdot h \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{E J_s} \\ &= \frac{P b h l}{2 E J_s} - \frac{P (b-a)^3}{48 E J_R} + \frac{P \cdot l^2}{48} \left[\frac{(b-a) + 4 b}{E J_R} \right] \\ &= \frac{P}{48 E J_R J_c} [24 b h l J_R - (b^3 - 3 b^2 a + 3 b a^2 - a^3) \cdot J_s + l^2 (5 b - a) \cdot J_s] \\ &= \frac{P}{48 E J_R} (24 b l^2 k + 4 b^3 + 12 b^2 a) = \frac{P b}{12 E J_R} (6 l^2 k + b^2 + 3 b a) \\ &= \frac{P b l^2}{12 E J_R} \left[6 k + \left(\frac{b}{l} \right)^2 + 3 \frac{b}{l} \cdot \frac{a}{l} \right] \\ &= \frac{P b l^2}{12 E J_R} \left[6 k + \frac{(l-a)^2}{l^2} + 3 \frac{(l-a)}{l} \cdot \frac{a}{l} \right] \\ &= \frac{P b l^2}{12 E J_R} \left[6 k + \frac{l^2}{l^2} - \frac{2 a l}{l^2} + \frac{a^2}{l^2} + \frac{3 l \cdot a}{l^2} - \frac{3 a^2}{l^2} \right] \\ &= \frac{P b l^2}{12 E J_R} \left(6 k + 1 + \frac{a}{l} - 2 \frac{a^2}{l^2} \right). \end{aligned}$$

Setzen wir nun $\frac{a}{l} = \eta$, so erhalten wir:

$$\delta_{ob} = \frac{P b l^2}{12 E J_R} (6k + 1 + \eta - 2\eta^2);$$

$$\delta_{oc} = \int M_o M_c \frac{dx}{E J};$$

$$\begin{aligned} \int M_o M_c \frac{dx}{E J} &= 0 + \frac{b P b}{2} \cdot \frac{1}{E J_R} + \frac{P b h l}{E J_s} \\ &= \frac{P b}{2 E J_R J_s} (b J_s + 2 h J_R) \\ &= \frac{P b l}{2 E J_R} \left(\frac{b}{l} + 2k \right) = \frac{P b l}{2 E J_R} \left(\frac{l-a}{l} + 2k \right); \\ \delta_{oc} &= \frac{P b l}{2 E J_R} (2k + 1 - \eta). \end{aligned}$$

Ermittlung der statisch unbestimmten Größen für die verschiedenen Belastungsfälle.

Mit Hilfe der vorher ermittelten Größen für δ_{aa} , δ_{bb} , δ_{cc} , δ_{oa} , δ_{ob} , δ_{oc} ergeben sich die statisch unbestimmten Größen X_a , X_b und X_c für die verschiedenen Belastungsfälle.

Bei der gleichmäßig verteilten Belastung q des Riegels:

$$X_a = \frac{\delta_{oa}}{\delta_{aa}} = \frac{q l^3 k h}{12 E J_R (2k + 1)} \cdot \frac{3 E J_R (2k + 1)}{l h^2 k (k + 2)} = \frac{q l^2}{4 h (k + 2)}$$

$$X_b = \frac{\delta_{ob}}{\delta_{bb}} = \frac{q l^4}{24 E J_R} (6k + 1) \frac{12 E J_R}{l^3 (6k + 1)} = \frac{q l}{2};$$

$$X_c = \frac{\delta_{oc}}{\delta_{cc}} = \frac{q l^3 (3k + 1)}{6 E J_R} \cdot \frac{E J_R}{l (2k + 1)} = \frac{q l^2 (3k + 1)}{6 (2k + 1)}.$$

Für die Belastung der rechten Säule durch ein Moment M_K wird:

$$\begin{aligned} X_a &= \frac{\delta_{oa}}{\delta_{aa}} = \frac{M_K [2ah(k + 1) - a^2(2k + 1)]}{2 E J_R (2k + 1)} \cdot \frac{3 E J_R (2k + 1)}{l h^2 k (k + 2)} \\ &= \frac{3 M_K [2ah(k + 1) - a^2(2k + 1)]}{2 h^3 (k + 2)}; \end{aligned}$$

$$X_b = \frac{\delta_{ob}}{\delta_{bb}} = \frac{M_K a l}{2 E J_s} \cdot \frac{12 E J_R}{l^3 (6k + 1)} = \frac{6 M_K a k}{h l (6k + 1)}$$

$$X_c = \frac{\delta_{oc}}{\delta_{cc}} = \frac{M_K a}{E J_s} \cdot \frac{E J_R}{l (2k + 1)} = \frac{M_K a k}{h (2k + 1)}.$$

Für die Belastung des Riegels mit einer Einzellast P werden:

$$X_a = \frac{\delta_{oa}}{\delta_{aa}} = \frac{P b h k a}{2 E J (2k+1)} \cdot \frac{3 E J_R (2k+1)}{l h^2 k (k+2)} = \frac{3 a b P}{2 h l (k+2)};$$

$$X_b = \frac{\delta_{ob}}{\delta_{bb}} = \frac{P b l^2}{12 E J_R} (6k+1+\eta-2\eta^2) \frac{12 E J_R}{l^3 (6k+1)} \\ = \frac{P b (6k+1+\eta-2\eta^2)}{l (6k+1)};$$

$$X_c = \frac{\delta_{oa}}{\delta_{cc}} = \frac{P b l}{2 E J_R} (2k+1-\eta) \frac{E J_R}{l (2k+1)} \\ = \frac{P b (2k+1-\eta)}{2 (2k+1)}.$$

Berechnung der statisch unbestimmten Größen
 X_a , X_b und X_c .

Die Rahmenabmessungen und Berechnungsgrundlagen sowie die Belastungen sind die gleichen wie für Gelenkrahmen.

$$h = 9,30 \text{ m}; \quad l = 17,35 \text{ m}; \\ J_R = 0,16250 \text{ m}^4; \quad J_s = 0,03413 \text{ m}^4; \\ k = \frac{J_R}{J_s} \frac{h}{l} = \frac{0,16250}{0,03413} \cdot \frac{9,30}{17,35} = 2,552.$$

Wir erhalten demnach die statisch unbestimmten Größen für die gleichmäßig verteilte Belastung des Riegels infolge ständiger Last $g = 3,93 \text{ t/lfdm}$:

$$X_a = \frac{g l^2}{4 h (k+2)} = \frac{3,93 \cdot 17,35^2}{4 \cdot 9,30 \cdot (2,552+2)} = + 6,986 \text{ t};$$

$$X_b = \frac{g l}{2} = \frac{3,93 \cdot 17,35}{2} = + 34,093 \text{ t};$$

$$X_c = \frac{g l^2 (3k+1)}{6 (2k+1)} = \frac{3,93 \cdot 17,35^2 (3 \cdot 2,552+1)}{6 (2 \cdot 2,552+1)} = + 279,387 \text{ mt.}$$

Für die Nutzbelastung $p = 1,39 \text{ t/lfdm}$:

$$X_a = \frac{p l^2}{4 h (k+2)} = \frac{1,39 \cdot 17,35^2}{4 \cdot 9,30 \cdot (2,552+2)} = + 2,471 \text{ t};$$

$$X_b = \frac{p l}{2} = \frac{1,39 \cdot 17,35}{2} = + 12,058 \text{ t};$$

$$X_c = \frac{p l^2 (3k+1)}{6 (2k+1)} = \frac{1,39 \cdot 17,35^2 (3 \cdot 2,552+1)}{6 (2 \cdot 2,552+1)} = + 98,887 \text{ mt.}$$

Bei Belastung der rechten Säule durch ein Moment $M_{Kg} = 30,23 \text{ mt}$:
infolge ständiger Konsolbelastung:

$$X_a = \frac{3 M_{Kg}}{2} \left[\frac{2 a h (k + 1) - a^2 (2k + 1)}{h^3 (k + 2)} \right] \text{ für } a = 2,95 \text{ m wird:}$$

$$X_a = \frac{3 \cdot 30,23 [2 \cdot 2,95 \cdot 9,30 (2,552 + 1) - 2,95^2 (2 \cdot 2,552 + 1)]}{2 \cdot 9,30^3 (2,552 + 2)}$$

$$= +1,75596 \text{ t;}$$

$$X_b = \frac{6 M_{Kg} a k}{h l (6k + 1)} = \frac{6 \cdot 30,23 \cdot 2,95 \cdot 2,552}{9,30 \cdot 17,35 (6 \cdot 2,552 + 1)} = + 0,518804 \text{ t;}$$

$$X_c = \frac{M_{Kg} a k}{h \cdot (2k + 1)} = \frac{30,23 \cdot 2,95 \cdot 2,552}{9,3 \cdot (2 \cdot 2,552 + 1)} = + 4,00907 \text{ mt.}$$

Infolge Nutzbelastung der Konsole durch $M_{Kp} = 10,28 \text{ mt}$ wird:

$$X_a = \frac{3 \cdot 10,28 [2 \cdot 2,95 \cdot 9,30 (2,552 + 1) - 2,95^2 (2 \cdot 2,552 + 1)]}{2 \cdot 9,30^3 (2,552 + 2)}$$

$$= +0,597132 \text{ t;}$$

$$X_b = \frac{6 \cdot 10,28 \cdot 2,95 \cdot 2,552}{9,30 \cdot 17,35 (6 \cdot 2,552 + 1)} = + 0,176424 \text{ t;}$$

$$X_c = \frac{10,28 \cdot 2,95 \cdot 2,552}{9,3 \cdot (2 \cdot 2,552 + 1)} = + 1,36332 \text{ mt.}$$

Bei Belastung des Riegels mit einer Einzellast P ; unter Wirkung des Stützendruckes der linken Stütze infolge der ständigen Last $P_g = 25,63 \text{ t}$:

$$X_a = \frac{3 a b \cdot P}{2 h \cdot l \cdot (k + 2)} \text{ für } a = 5,20 \text{ m; } b = 12,15 \text{ m erhalten wir:}$$

$$X_a = \frac{3 \cdot 5,20 \cdot 12,15 \cdot 25,63}{2 \cdot 9,3 \cdot 17,35 \cdot (2,552 + 2)} = + 3,30700 \text{ t;}$$

$$X_b = \frac{P b}{l} \cdot \frac{(6k + 1 + \eta - 2\eta^2)}{(6k + 1)} \text{ für } \eta = \frac{a}{l} = \frac{5,20}{17,35} = 0,2997$$

$$= \frac{25,63 \cdot 12,15}{17,35} \cdot \frac{(6 \cdot 2,552 + 1 + 0,2997 - 2 \cdot 0,2997^2)}{(6 \cdot 2,552 + 1)} = + 18,0806 \text{ t;}$$

$$X_c = \frac{P \cdot b}{2} \cdot \frac{(2k + 1 - \eta)}{(2k + 1)} = \frac{25,63 \cdot 12,15}{2} \cdot \frac{(2 \cdot 2,552 + 1 - 0,2997)}{(2 \cdot 2,552 + 1)}$$

$$= + 147,95994 .$$

Infolge der Nutzlast $P_p = 14,95 \text{ t}$ werden:

$$X_a = \frac{3 \cdot 5,20 \cdot 12,15 \cdot 14,95}{2 \cdot 9,3 \cdot 17,35 (2,552 + 2)} = + 1,92873 \text{ t;}$$

$$X_b = \frac{14,95 \cdot 12,15}{17,35} \cdot \frac{(6 \cdot 2,552 + 1 + 0,2997 - 2 \cdot 0,2997^2)}{(6 \cdot 2,552 + 1)} = + 10,54640 \text{ t;}$$

$$X_c = \frac{14,95 \cdot 12,15}{2} \cdot \frac{(2 \cdot 2,552 + 1 - 0,2997)}{(2 \cdot 2,552 + 1)} = 86,30515 \text{ mt.}$$

Berechnung der durch die verschiedenen Belastungen hervorgerufenen Momente.

Allgemein gilt:

$$M = M_o - M_a X_a - M_b X_b - M_c X_c;$$

$$N = N_o - N_a X_a - N_b X_b - N_c X_c.$$

Wir erhalten demnach für die verschiedenen Belastungsfälle nachfolgende Zahlenergebnisse:

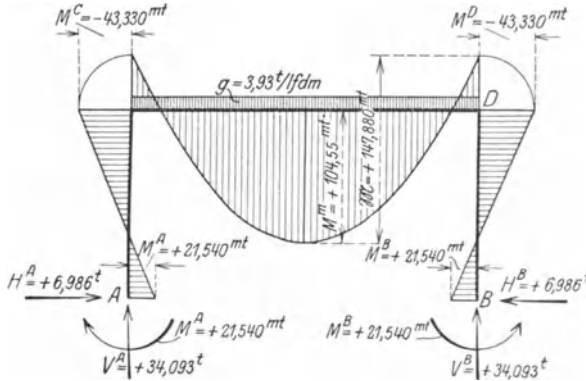


Fig. 13a.

Bei gleichmäßig verteilter Belastung des Riegels: infolge ständiger Last $g = 3,93$ t/fdm (siehe Fig. 13a):

$$M^A = M_o^A - M_a^A X_a - M_b^A X_b - M_c^A X_c;$$

$$M^A = 0 - (-c) \cdot (+6,986) - \left(+\frac{l}{2}\right) \cdot (+34,093) - (-1) \cdot (279,587);$$

$$\text{für } c = \frac{h(k+1)}{2k+1} = \frac{9,30 \cdot (2,552+1)}{(2 \cdot 2,552+1)} = 5,41180 \text{ m;}$$

$$\frac{l}{2} = \frac{17,35}{2} = 8,675 \text{ m;}$$

$$M^A = 0 + 5,41180 \cdot 6,986 - 8,675 \cdot 34,093 + 279,587 \cong +21,540 \text{ mt;}$$

$$M^B = M_o^B - M_a^B X_a - M_b^B X_b - M_c^B X_c$$

$$= \left(-\frac{g l^2}{2}\right) - (-c) \cdot (+6,986) - \left(+\frac{l}{2}\right) \cdot (+34,093)$$

$$- (-1) \cdot (+279,587) = -\frac{3,93 \cdot 17,35^2}{2} + 5,4118 \cdot 6,986$$

$$- 8,675 \cdot 34,093 + 279,587 \cong +21,540 \text{ mt;}$$

$$M^C = M_o^C - M_a^C X_a - M_b^C X_b - M_c^C X_c$$

$$= 0 - (h-c) \cdot (+6,986) - \left(+\frac{l}{2}\right) \cdot (+34,093)$$

$$- (-1) \cdot (+279,587) \quad (h-c) = 9,30 - 5,41180 = 3,88820 \text{ m}$$

$$= -3,88820 \cdot 6,986 - 8,675 \cdot 34,093 + 279,587 \cong -43,330 \text{ mt;}$$

$$\begin{aligned}
 M^D &= M_o^D - M_a^D X_a - M_b^D X_b - M_c^D X_c \\
 &= \left(-\frac{q l^2}{2}\right) - (h - c) (+ 6,986) - \left(-\frac{l}{2}\right) (+ 34,093) \\
 &\quad - (-1) \cdot (+ 279,587) = - 591,509 - 27,163 + 295,757 + 279,587 \\
 &\cong - 43,330 \text{ mt};
 \end{aligned}$$

$$M^m = \mathfrak{M} + M^C = \frac{q l^2}{8} + M^C = + 147,880 - 43,330 = + 104,550 \text{ mt};$$

$$\begin{aligned}
 H^A &= H_o^A - H_a^A X_a - H_b^A X_b - H_c^A X_c \\
 &= 0 - (-1) \cdot (+ 6,986) - (0) \cdot (+ 34,093) - (0) \cdot (+ 279,587) \\
 &= + 6,986 \text{ t} = H^B;
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V^A &= V_o^A - V_a^A X_a - V_b^A X_b - V_c^A X_c \\
 &= 0 - (0) \cdot (+ 6,986) - (1) (+ 34,093) - (0) \cdot (+ 279,587) = 34,093 \text{ t};
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V^B &= V_o^B = V_a^B X_a - V_b^B X_b - V_c^B X_c \\
 &= g \cdot l - (0) \cdot (+ 6,986) - (+ 1) (+ 34,093) - (0) \cdot (+ 279,587) \\
 &= 3,93 \cdot 17,35 - 34,093 = + 34,093 \text{ t} = V^A.
 \end{aligned}$$

Infolge der Nutzbelastung $p = 1,39 \text{ t/lfdm}$ erhalten wir entsprechend den vorstehend ermittelten Werten mit der Verhältniszahl $\frac{1,39}{3,93} = 0,353690$:

$$M^A = M^B = + 21,540 \cdot 0,353690 = + 7,618 \text{ mt};$$

$$M^C = M^D = - 43,330 \cdot 0,353690 = - 15,325 \text{ mt};$$

$$M^m = + 104,550 \cdot 0,353690 = + 36,978 \text{ mt};$$

$$H^A = H^B = + 6,986 \cdot 0,353690 = + 2,471 \text{ t};$$

$$V^A = V^B = + 34,093 \cdot 0,353690 = + 12,058 \text{ t}.$$

Die Belastung der rechten Säule durch ein Kragmoment, hervorgerufen durch eine an einem Kragarme wirkende vertikale Kraft, ergibt infolge ständiger Konsolbelastung:

$$M_{Kg} = - 30,23 \text{ mt} \quad (\text{Fig. 13 b}).$$

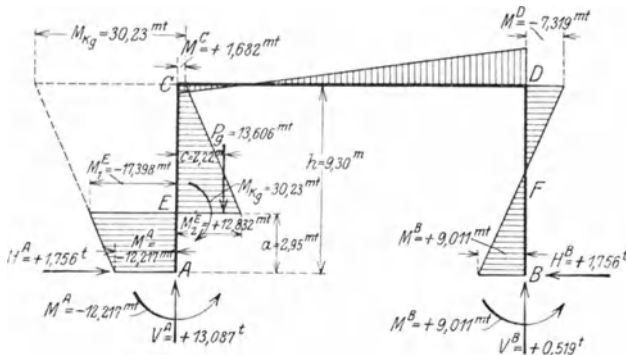


Fig. 13 b.

Wir denken uns wieder das Kragmoment zerlegt in ein Kräftepaar und eine in der Achse der Säule wirkende Vertikalkraft $P_g = 13,606$ t und erhalten:

$$\begin{aligned} M^A &= M_o - M_a \cdot X_a - M_b X_b - M_c X_c \\ &= 0 - (-c) \cdot (+1,75596) - \left(+\frac{l}{2}\right) \cdot (+0,518804) - (-1) \cdot (+4,00907) \\ &= +5,41180 \cdot 1,75596 - 8,675 \cdot 0,518804 + 4,00907 \cong +9,011 \text{ mt;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M^B &= (-30,23) - (-5,41180)(+1,75596) - (-8,675) \cdot (+0,518804) \\ &\quad - (-1) \cdot (+4,00907) \cong -12,217 \text{ mt;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M^C &= 0 - (h-c) \cdot (+1,75596) - \left(+\frac{l}{2}\right) \cdot (+0,518804) - (-1) \cdot (+4,00907) \\ &= -3,88820 \cdot 1,75596 - 8,675 \cdot 0,518804 + 4,00907 \cong 7,318 \text{ tm;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M^D &= 0 - (+3,88820) \cdot (+1,75596) - (-8,675) \cdot (+0,518804) \\ &\quad - (-1) \cdot (+4,00907) \cong +1,682 \text{ tm.} \end{aligned}$$

Moment in F unterhalb der Konsole:

$$\begin{aligned} M_1^F &= M_{Kg} - [-(c-a)] X_a - \left(-\frac{l}{2}\right) X_b - (-1) \cdot X_c \\ &= (-30,23) + (5,41180 - 2,95) \cdot (+1,75596) - (-8,675)(+0,511804) - \\ &\quad - (-1) \cdot (+4,00907) = -17,398 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Moment in F oberhalb der Konsole:

$$\begin{aligned} M_2^F &= 0 - [-(c-a)] X_a - \left(-\frac{l}{2}\right) X_b - (-1) X_c \\ &= +4,3228 + 4,5006 + 4,00907 \cong +12,832 \text{ mt;} \end{aligned}$$

$$H^A = H^B = 0 - (-1) \cdot (+1,75596) \cong +1,756 \text{ t;}$$

$$V^A = 0 - 0 - (-1) \cdot (+0,518804) - 0 \cong +0,519 \text{ t;}$$

$$V^B = +P_g - 0 - (+1)(+0,5188) - 0 = +13,606 - 0,5188 \cong +13,087 \text{ t.}$$

Infolge der Nutzbelastung der Konsole mit $M_{Kp} = -10,28$ mt erhalten wir die Momente durch Multiplikation der vorher ermittelten

Werte mit der Verhältniszahl $\frac{10,28}{30,23} = 0,340060$:

$$M^A = +9,011 \cdot 0,340060 = +3,064 \text{ mt;}$$

$$M^B = -12,217 \cdot 0,340060 = -4,155 \text{ mt;}$$

$$M^C = -7,319 \cdot 0,340060 = -2,489 \text{ mt;}$$

$$M^D = +1,682 \cdot 0,340060 = +0,572 \text{ mt;}$$

$$M_1^F = -17,398 \cdot 0,340060 = -5,917 \text{ mt;}$$

$$M_2^F = +12,832 \cdot 0,340060 = +4,363 \text{ mt;}$$

$$H^A = H^B = +0,597 \text{ t;}$$

$$V^A = +0,176 \text{ t;}$$

$$V^B = +P_p - (+1) \cdot X_b = 5,08 - 0,176 = +4,904 \text{ t.}$$

Die Belastung der linken Säule durch ein Kragmoment ergibt dieselben absoluten Werte wie bei der rechten Säule.

Belastung des Riegels durch eine Einzellast.

Unter der Wirkung des Stützendruckes der linken Stütze infolge der ständigen Last $Pg = 25,63 \text{ t}$ (siehe Fig. 13c) wird:

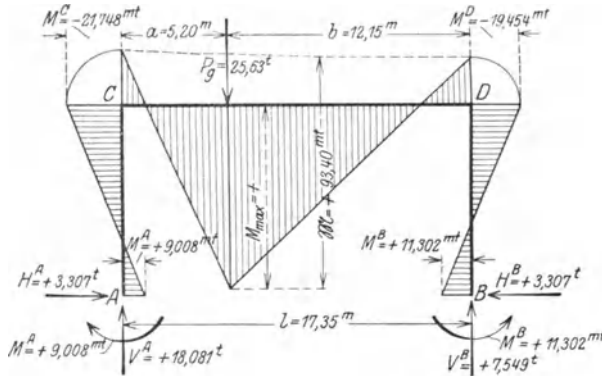


Fig. 13c.

$$M_o^A = M_o^A - M_a^A X_a - M_b^A X_b - M_c^A X_c$$

$$= 0 - (-c) \cdot (+3,30700) - \left(+\frac{l}{2}\right) \cdot (+18,0806) - (-1) \cdot (+147,95994)$$

$$= +5,41180 \cdot 3,30700 - 8,675 \cdot 18,0806 + 147,95996$$

$$\cong +9,008 \text{ mt};$$

$$M^B = (-P \cdot b) - (-c) \cdot X_a - \left(\frac{l}{2}\right) X_b - (1) \cdot X_c \quad (b = 12,15 \text{ m})$$

$$= -25,63 \cdot 12,15 + 5,41180 \cdot 3,30700 + 8,675 \cdot 18,0806 + 147,9600$$

$$\cong +11,302 \text{ mt};$$

$$M^C = 0 - (h - c) X_a - \left(+\frac{l}{2}\right) X_b - (-1) \cdot X_c$$

$$= -3,88820 \cdot 3,30700 - 8,675 \cdot 18,0806 + 147,9600 \cong -21,748 \text{ mt};$$

$$M^D = (-P b) - (h - c) X_a - \left(-\frac{l}{2}\right) X_b - (-1) \cdot X_c$$

$$= -25,63 \cdot 12,15 - 3,88820 \cdot 3,30700 + 8,675 \cdot 18,0806 + 147,9600$$

$$\cong -19,454 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{M} = \frac{P b a}{l} = \frac{25,63 \cdot 12,15 \cdot 5,20}{17,35} = +93,40 \text{ mt};$$

$$H^A = H^B = 0 - (-1) \cdot X_a - 0 - 0 = +3,3070 \text{ t};$$

$$V^A = 0 - 0 - (-1) \cdot X_b - 0 = +18,0806 \cong +18,081 \text{ t};$$

$$V^B = +Pg - 0 (+1) X_b - 0 = +25,63 - 18,0806 \cong +7,549 \text{ t}.$$

Infolge der Nutzlast $P_p = 14,95$ t erhalten wir die Momente durch Multiplikation der vorigen Werte mit $\frac{14,95}{25,63} = 0,5833$:

$$M^A = + 9,008 \cdot 0,5833 = + 5,254 \text{ mt};$$

$$M^B = + 11,302 \cdot 0,5833 = + 6,592 \text{ mt};$$

$$M^C = - 21,748 \cdot 0,5833 = - 12,621 \text{ mt};$$

$$M^D = - 19,454 \cdot 0,5833 = - 11,290 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{M} = \frac{14,95 \cdot 12,15 \cdot 5,20}{17,35} = 54,45 \text{ mt};$$

$$H^A = H^B = X_a = + 1,929 \text{ t};$$

$$V^A = X_b = + 10,546 \text{ t};$$

$$V^B = + P_p - X_b = 14,95 - 10,546 = + 4,404 \text{ t}.$$

Da die Belastungen bei ständiger Last und Nutzbelastung bei der rechten Stütze die gleichen wie bei der linken Stütze sind, so erhalten wir sinngemäß die gleichen Werte wie dort.

In Zusammenfassung der Rechnungsergebnisse enthält umstehende Zusammenstellung die Momente und Auflagerkräfte infolge ständiger und veränderlicher Belastung:

d) Ermittlung der Querkräfte.

Die Querkraftsfläche an einem Rahmenstabe setzt sich zusammen aus der Querkraftsfläche des an beiden Stabenden freiaufliegenden Stabes und der durch die beiden Einspannungsmomente hervorgerufenen Zusatzquerkraftsfläche. Auf diese Weise erhalten wir für die beiden Rahmensysteme nachstehende Querkräfte:

Für den Zweigelenkrahmen.

Am Riegel erhalten wir für alle Belastungen mit Ausnahme der Konsolbelastung, da die Einspannungsmomente in C und D stets gleich groß, d. h. $Q = \frac{M^r - M^l}{l} = 0$, die Querkraftsfläche wie für den freiaufliegenden Träger. Die Querkraft bei Konsolbelastung ergibt sich bei Belastung der linken Säule:

infolge ständiger Konsolbelastung:

$$Q_R^C = \frac{M^r - M^l}{l} = \frac{M^D - M^C}{l} = \frac{(- 18,442) - (+ 11,788)}{17,35} = \frac{- 30,230}{17,35} \\ = - 1,742 \text{ t};$$

infolge Nutzbelastung der Konsole:

$$Q_R^C = \frac{(- 6,270) - (+ 4,010)}{17,35} = \frac{- 10,280}{17,35} = - 0,593 \text{ t};$$

	Momente, Auflagerkräfte	M^A	M^B	M^C	M^D	M^m Riegelmitte
Für ständige Last	Einzellast P_p links (ständige Last)	+ 9,008	+11,302	- 21,748	- 19,454	- 46,037
	Einzellast P_p rechts (ständige Last)	+11,302	+ 9,008	- 19,454	- 21,748	+ 46,037
	Gleichmäßig verteilte ständige Belastung g des Riegels	+21,540	+21,540	- 43,330	- 43,330	+104,550
	Kragmoment M_{Kp} links (ständige Last)	-12,217	+ 9,011	+ 1,682	- 7,319	- 2,818
	Kragmoment M_{Kp} rechts (ständige Last)	+ 9,011	-12,217	- 7,319	+ 1,682	- 2,818
	Gesamtmoment infolge ständiger Belastung	+38,644	+38,644	- 90,169	- 90,169	+190,988
Für Nutzlast	Einzellast P_p links (Nutzlast)	+ 5,254	+ 6,592	- 12,621	- 11,290	+ 26,915
	Einzellast P_p rechts (Nutzlast)	+ 6,592	+ 5,254	- 11,290	- 12,621	+ 26,915
	Gleichmäßig verteilte Nutzlast p d. Riegels	+ 7,618	+ 7,618	- 15,325	- 15,325	+ 36,978
	Kragmoment M_{Kp} links (Nutzlast)	- 4,155	+ 3,064	+ 0,572	- 2,489	- 0,958
	Kragmoment M_{Kp} rechts (Nutzlast)	+ 3,064	- 4,155	- 2,489	+ 0,572	- 0,958
	Größtmomente bei Nutzbelastung	+22,528	+22,528	- 41,725	- 41,725	+ 90,808
	Abs. Größtwerte bei Vollbelastung	+61,172	+61,172	-131,894	-131,894	+281,796
	Abs. Kleinstwerte bei Vollbelastung	+34,489	+34,489	- 89,597	- 89,597	+189,072

bei Belastung der rechten Säule wird entsprechend:
infolge ständiger Konsolbelastung:

$$Q_R^C = \frac{(+ 11,788) - (- 18,442)}{17,35} = \frac{+ 30,230}{17,35} = + 1,742 \text{ t};$$

infolge Nutzbelastung der Konsole:

$$Q_R^C = \frac{(+ 6,270) - (- 4,010)}{17,35} = \frac{+ 10,280}{17,35} = + 0,593 \text{ t}.$$

An den Säulen erhalten wir, da an keiner der beiden horizontale Kräfte angreifen, die aus den Einspannungsmomenten sich ergebenden konstanten Querkräfte $Q = \frac{M^o - M^u}{h}$. Da $M^u = 0$ und $M^o = -H \cdot h$, so wird also $Q_s = -\frac{H \cdot h}{h} = -H$.

In Fig. 14a sind die Größtwerte der Querkräfte dargestellt.

M_1^E unterhalb der Konsole	M_2^E oberhalb der Konsole	M_1^F unterhalb der Konsole	M_2^F oberhalb der Konsole	$H^A = H^B$	V^B	V^B
- 0,748	- 0,748	+ 1,546	+ 1,546	+ 3,307	+ 18,081	+ 7,549
+ 1,546	+ 1,546	- 0,748	- 0,748	+ 3,307	+ 7,549	+ 18,081
+ 0,963	+ 0,963	+ 0,963	+ 0,963	+ 6,986	+ 34,093	+ 34,093
-17,398	+12,832	+ 3,831	+ 3,831	+ 1,756	+ 13,097	+ 0,519
+ 3,831	+ 3,831	-17,397	+12,833	+ 1,756	+ 0,519	+ 13,087
-11,806	+18,424	-11,805	+18,425	+17,112	+ 73,329	+ 73,329
- 0,416	- 0,416	+ 0,920	+ 0,920	+ 1,929	+ 10,546	+ 4,404
+ 0,920	+ 0,920	- 0,416	- 0,416	+ 1,929	+ 4,404	+ 10,546
+ 0,340	+ 0,340	+ 0,340	+ 0,340	+ 2,471	+ 12,058	+ 12,058
- 5,917	+ 4,363	+ 1,303	+ 1,303	+ 0,597	+ 4,904	+ 0,176
+ 1,303	+ 1,303	- 5,917	+ 4,363	+ 0,597	+ 0,176	+ 4,904
- 6,333	+ 6,926	- 6,333	+ 6,926	+ 7,523	+ 32,088	+ 32,088
-18,139	+25,350	-18,138	+25,351	+24,635	+105,417	+105,417
- 9,243	+18,008	- 9,242	+18,009	+17,112	+ 73,329	+ 73,329

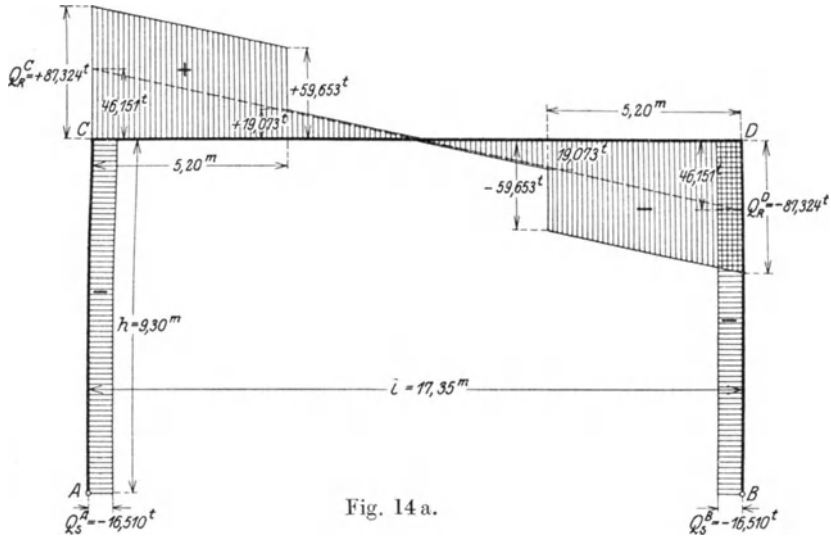


Fig. 14 a.

Für den eingespannten Rahmen.

Es gilt hier bei symmetrischer Belastung das gleiche wie für den Zweigelenkrahmen.

Bei Konsolbelastung der Säulen erhalten wir entsprechend am Riegel: bei Belastung der linken Säule:

infolge ständiger Konsolbelastung:

$$Q_R^C = \frac{(-7,319) - (+1,682)}{17,35} = \frac{-9,001}{17,35} = -0,519 \text{ t};$$

infolge Nutzbelastung der Konsole:

$$Q_R^C = \frac{(-2,489) - (+0,572)}{17,35} = \frac{-3,061}{17,35} = -0,176 \text{ t}.$$

Bei Belastung der rechten Säule:

infolge ständiger Konsolbelastung:

$$Q_R^C = \frac{(+1,682) - (-7,319)}{17,35} = \frac{+9,001}{17,35} = +0,519 \text{ t};$$

infolge Nutzbelastung der Konsole:

$$Q_R^C = \frac{(+0,572) - (-2,489)}{17,35} = \frac{+3,061}{17,35} = +0,176 \text{ t}.$$

An den Säulen ergeben sich die Querkräfte, da keine horizontalen Kräfte angreifen, nach $Q = \frac{M^o - M^u}{h}$. So wird z. B. bei Belastung des Riegels durch die ständige Last $P_g = 25,63 \text{ t}$ die Querkraft an der linken Säule

$$\begin{aligned} Q_S^A &= \frac{M^C - M^A}{h} = \frac{(-21,748) - (+9,008)}{9,30} \\ &= -\frac{30,756}{9,30} = -3,307 \text{ t} = -H^A. \end{aligned}$$

Wir sehen, daß auch hier die Querkraft an der Säule gleich dem Horizontalschub ist.

In Fig. 14b sind die Größtwerte der Querkräfte eingetragen.

e) Querschnittbemessungen und Spannungsnachweise.

Für den Zweigelenkrahmen.

Die Belastungen des Querriegels durch die mittleren Stützen als Einzellasten P wurden unter der ebenso unwahrscheinlichen wie ungünstigen Annahme berechnet, daß in allen Stockwerken die volle

Höchstnutzbelastung vorhanden sei. Es ist wirtschaftlicher, wenn für alle über dem 3. Stockwerk gelegenen Decken nur die halbe Nutzlast gerechnet wird. Dadurch wird auch der durch die Stockwerksrahmen bedingten Verminderung der Stützendrücke Rechnung getragen.

Bei dieser Annahme ergibt sich dann die Gesamtlast am Stützenfuß im 3. Stockwerk zu: $\frac{P_p}{2} = \frac{14,95}{2} = 7,475 \text{ t}$ und es werden dementsprechend auch die dadurch hervorgerufenen Momente nur halb so groß. Es wird demnach das Moment in Riegelmitte für den Zweigelenrahmen $M^m = + \frac{28,843}{2} = + 14,422 \text{ mt.}$

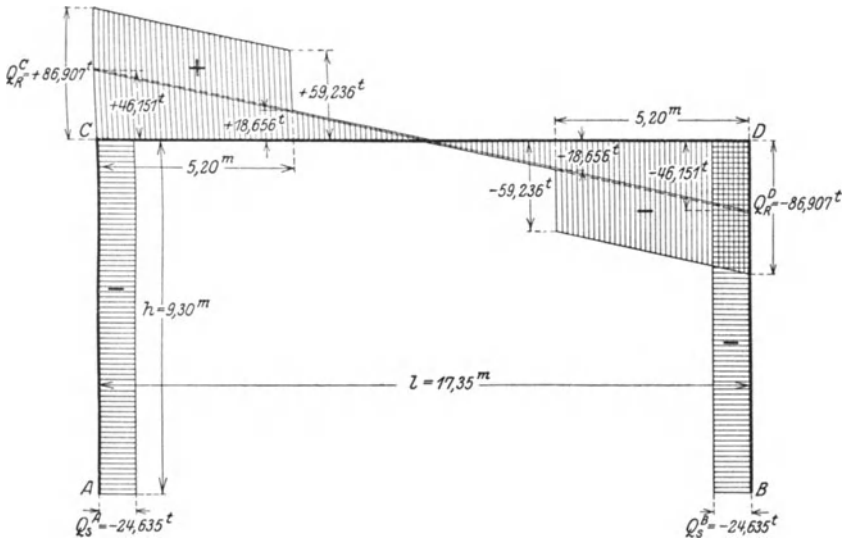


Fig. 14b.

Der der Berechnung zugrunde gelegte Riegelquerschnitt (Fig. 9c), wie er aus besonderen Rücksichten der Ausführung zugrunde gelegt war, erweist sich unter normalen Verhältnissen als unwirtschaftlich. Zudem ist dieser Querschnitt im Verhältnis zur Spannweite zu niedrig und fördert Rißbildungen im Beton.

Wählen wir aber den Querschnitt des Riegels $80 \times 160 \text{ cm}$ statt $80 \times 120 \text{ cm}$, so vergrößern sich die Momente infolge ständiger Riegelbelastung im Verhältnis der Eigengewichte. Es wird

das Eigengewicht der Decke	=	1622,6 kg/m
„ „ des Riegels 80/120	=	3075,0 „
zusammen g	=	4697,6 kg/m $\cong 4,70 \text{ t/m.}$

Es werden demnach die Momente infolge gleichmäßig verteilter ständiger Belastung mit $\frac{4,70}{3,93} = 1,196$ zu multiplizieren sein. Das Moment

in Riegelmitte ergibt sich danach mit

$$M_m = 111,387 \cdot 1,196 = + 133,40 \text{ mt.}$$

Das Größtmoment in Riegelmitte wird nun auf Grund der Zusammenstellung auf S. 89:

$$M^m = + 49,475 + 49,475 + 133,40 - 3,327 - 3,327 + 14,422 + 14,422 + 39,395 = + 293,935 \text{ mt.}$$

Es handelt sich nun darum, für dieses Moment die notwendige Mindesthöhe und gleichzeitig die wirtschaftlichsten Beton- und Eisenquerschnitte zu ermitteln. Mit dieser Frage haben sich verschiedene Abhandlungen befaßt; von einer wird nachstehend Gebrauch gemacht.

Bei beschränkter Konstruktionshöhe bestimmt Stock (Armiertes Beton, 1910) das Mindestmaß der statisch wirksamen Höhe unter der Voraussetzung, daß die Nulllinie in den Steg fällt:

$$h'_{\min} = z + \sqrt{z^2 - w \cdot d^2}; \quad z = \frac{M}{2 \sigma_{bd} B d} + m d.$$

Für $n = 15$, $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{bd} = 45 \text{ kg/cm}^2$ ergeben sich mit den Beiwerten $m = 0,944$, $w = 0,926$.

$$\text{Für } B \leq \frac{l}{4} \leq c \leq \frac{17,35}{4} \leq 4,27 \text{ m}; \quad d = 14 \text{ cm};$$

$$M = + 293,935 \text{ mt};$$

$$x = 0,135 \sqrt{\frac{29393500}{427}} = 35,4 \text{ cm} > d;$$

$$z = \frac{29393500}{2 \cdot 45 \cdot 427 \cdot 14} + 0,944 \cdot 14 = 54,5 + 13,2 = 67,7;$$

$$h'_{\min} = 67,7 + \sqrt{67,7^2 - 0,926 \cdot 14^2} = 67,7 + 66,3 = 134,0 \text{ cm};$$

$$h_{\min} = 134,0 + 11 = 145 \text{ cm};$$

$$F_e = \frac{\sigma_{bd} B}{\sigma_e} \cdot d \left(1 - \frac{d}{2x}\right);$$

$$F_e = \frac{45 \cdot 427}{1200} \cdot 14 \left(1 - \frac{14}{2 \cdot 35,4}\right) = 180 \text{ cm}^2.$$

Wählen wir die statisch wirksame Breite der Druckplatte

$$B = 2 \cdot 8 \cdot d = 2 \cdot 8 \cdot 14 = 224 \text{ cm},$$

so ergibt sich mit den obigen Werten:

$$x = 0,135 \sqrt{\frac{29393500}{224}} = 49 \text{ cm} > d;$$

$$z = \frac{29393500}{2 \cdot 45 \cdot 224 \cdot 14} + 0,944 \cdot 14 = 117,2 \text{ cm};$$

$$h'_{\min} = 117,2 + \sqrt{117,2^2 - 0,926 \cdot 14^2} = 233,5 \text{ cm};$$

$$h_{\min} = 233,5 + 10,5 = 244,0 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{45 \cdot 224}{1200} \cdot 14 \left(1 - \frac{14}{2 \cdot 49}\right) = 101 \text{ cm}^2.$$

Nach dem Verfahren von Stock wäre eine Mindesthöhe $h = 145 \text{ cm}$ erforderlich. Wir wollen die Höhe etwas größer wählen ($h = 160 \text{ cm}$). Die Mindestbreite des Steges wird $b = 80 \text{ cm}$ angenommen und wir legen der nachfolgenden nochmals durchgeführten Berechnung der statisch unbestimmten Größen die neu angenommenen Querschnittsabmessungen zugrunde.

Die Trägheitsmomente werden hierbei eingesetzt einmal unter der Annahme der Mitwirkung des Betonzugquerschnittes bis zu den Eiseneinlagen, das zweite Mal unter Vernachlässigung des ganzen Betonzugquerschnittes.

Die erstere Annahme für den Riegelquerschnitt ist unter der Voraussetzung gerechtfertigt, daß mit dem Auftreten von ganz kleinen Rissen gerechnet wird. Die zweite Annahme ist für die Berechnung zu ungünstig und entspricht nicht den tatsächlichen Verhältnissen, da ein Reißen des Betonzugquerschnittes bis zur Nulllinie eine Eisenspannung bis über die Elastizitätsgrenze bedingen würde.

Für die Pfosten, die auch Normalkräfte zu übertragen haben, kann angenommen werden, daß sie nur sehr kleine Zugspannungen erhalten. Deshalb kann hier mit den Trägheitsmomenten für den vollen Querschnitt gerechnet werden.

Für den Querschnitt des Riegels (Fig. 15 a) soll die statisch wirksame Breite der Druckplatte im Höchsthalle gleich $\frac{1}{4}$ der Spannweite sein. Der Grenzfall wäre hier entsprechend der Binderentfernung $B = 427 \text{ m}$.

$$h' = h - a = 160 - 10 = 150 \text{ cm}; \quad b = 80 \text{ cm}; \quad d = 14 \text{ cm};$$

$$F_e = 36 \varnothing 26 = 191 \text{ cm}^2 \quad (= 27 \varnothing 30) \text{ gewählt.}$$

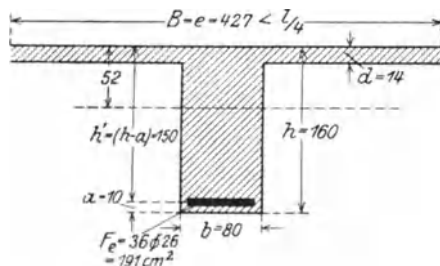


Fig. 15 a.

Unter Annahme der Mitwirkung des Betonzugquerschnittes bis zu dem Schwerpunkt der Eiseneinlagen erhalten wir für $n = 7$, $n' = 0,5$, $B - b = 427 - 80 = 347$ cm; nach Gl. (32), Bd. I:
 $x = 52,0$ cm.

Das Trägheitsmoment J_R berechnet sich mit

$$J_{RI} = \frac{427 \cdot 52^3}{3} - \frac{347 \cdot (52 - 14)^3}{3} + 0,5 \cdot \frac{80 \cdot (150 - 52)^3}{3} + \\ + 7 \cdot 191 \cdot (150 - 52)^2 = 39\,050\,000 \text{ cm}^4 = 0,3905 \text{ m}^4.$$

Unter Vernachlässigung des ganzen Betonzugteiles ergibt sich nach Gl. (33), Bd. I für $n = 10$: $x = 38,8$ cm

$$J_{RII} = \frac{427 \cdot 38,8^3}{3} - \frac{347 \cdot (38,8 - 14)^3}{3} + 10 \cdot 191 \cdot (150 - 38,8)^2 \\ = 30\,140\,000 \text{ cm}^4 = 0,3014 \text{ m}^4.$$

Die Stützen mit den Abmessungen 80/80 cm und

$$F_e = F'_e = 12 \varnothing 26 = 63,7 \text{ cm}^2 \left(\varphi = \frac{63,7}{80 \cdot 80} = 0,01 = 1 \text{ v. H.} \right); \\ J_s = \frac{80 \cdot 80^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 63,7 \cdot (40 - 3,3)^2 = 5\,128\,333 \text{ cm}^4 = 0,0513 \text{ m}^4.$$

Es berechnet sich nun der Faktor $k = \frac{J_R}{J_s} \cdot \frac{h}{l}$

im ersten Falle:

$$k_I = \frac{J_{RI}}{J_s} \cdot \frac{h}{l} = \frac{0,3905}{0,0513} \cdot \frac{9,30}{17,35} = 4,08;$$

im zweiten Falle:

$$k_{II} = \frac{J_{RII}}{J_s} \cdot \frac{h}{l} = \frac{0,3014}{0,0513} \cdot \frac{9,30}{17,35} = 3,15.$$

Mit diesen Werten ergeben sich die für den Zweigelenkrahmen durch die verschiedenen Belastungen hervorgerufenen Momente an Hand der vorher durchgeführten Berechnung wie folgt:

Die Einzellasten P am Querriegel ergeben:

Unter der Wirkung des Stützendruckes der linken Stütze infolge der ständigen Last $P_g = 25,63$ t:

$$H^A = H^B = + \frac{3 P a b}{2 h l (2k + 3)};$$

für den Fall $k_I = 4,08$:

$$H^A = H^B = P \cdot \frac{3 \cdot 5,2 \cdot 12,15}{2 \cdot 9,3 \cdot 17,35 (2 \cdot 4,08 + 3)} = + 1,35 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = - h \cdot H = - 9,30 \cdot 1,35 = - 12,54 \text{ mt};$$

$$M^m = \frac{2}{12,15} \cdot 93,4 - 12,54 = + 54,21 \text{ mt};$$

$$V^A = + 17,94 \text{ t};$$

$$B^B = + 7,69 \text{ t};$$

für den Fall $k_{II} = 3,15$:

$$H^A = H^B = P \cdot \frac{3 \cdot 5,2 \cdot 12,15}{2 \cdot 9,3 \cdot 17,35 \cdot (2 \cdot 3,15 + 3)} = + 1,62 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = - h \cdot H = - 9,30 \cdot 1,62 = - 15,06 \text{ mt};$$

$$M^m = 66,75 - 15,06 = + 51,69 \text{ mt};$$

$$V^A = + 17,94 \text{ t};$$

$$V^B = + 7,69 \text{ t}.$$

Infolge der reduzierten Nutzlast $P_p = 7,475 \text{ t}$ erhält man für k_I :

$$H^A = H^B = + 0,05265 \cdot 7,475 = + 0,394 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = - 9,30 \cdot 0,394 = - 3,665 \text{ mt};$$

$$M^m = \frac{8,675}{12,15} \cdot 27,225 - 3,665 = + 15,795 \text{ mt};$$

$$V^A = + 5,23 \text{ t};$$

$$V^B = 2,24 \text{ t};$$

für k_{II} :

$$H^A = H^B = + 0,0632 \cdot 7,475 = + 0,472 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = - 9,30 \cdot 0,472 = - 4,39 \text{ mt};$$

$$M^m = 19,46 - 4,39 = + 15,07 \text{ mt};$$

$$V^A = + 5,23 \text{ t};$$

$$V^B = + 2,24 \text{ t}.$$

Der Stützendruck der rechten Stütze ergibt sinngemäß die gleichen Werte wie vorher:

Die gleichmäßig verteilte Belastung des Querriegels gibt für die ständige Last $g = 4,70 \text{ t/lfd m}$:

$$H^A = H^B = \frac{g l^2}{4 h (2 k + 3)};$$

für den Fall $k_I = 4,08$:

$$H^A = H^B = \frac{4,70 \cdot 17,35^2}{4 \cdot 9,30 \cdot (2 \cdot 4,08 + 3)} = + 3,41 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = - 9,30 \cdot 3,41 = - 31,70 \text{ mt};$$

$$M^m = \frac{4,70 \cdot 17,35^2}{8} - 31,70 = + 145,30 \text{ mt};$$

$$V^A = V^B = \frac{4,7 \cdot 17,35}{2} = 40,77 \text{ t}.$$

Für gleichmäßig verteilte Nutzbelastung $p = 1,39 \text{ t/lfd m}$ werden:

$$H^A = H^B = \frac{p l^2}{4 h (2 k + 3)};$$

für den Fall $k_I = 4,08$:

$$H^A = H^B = \frac{1,39 \cdot 17,35^2}{4 \cdot 9,30 \cdot (2 \cdot 4,08 + 3)} = + 1,01 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = - 9,30 \cdot 1,01 = - 9,40 \text{ mt};$$

$$M^m = 52,30 - 9,40 = + 42,90 \text{ mt};$$

$$V^A = V^B = 12,06 \text{ t};$$

für den Fall $k_{II} = 3,15$:

$$H^A = H^B = \frac{1,39 \cdot 17,35^2}{4 \cdot 9,30 \cdot (2 \cdot 3,15 + 3)} = + 1,21 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = - 9,30 \cdot 1,21 = - 11,25 \text{ mt};$$

$$M^m = 52,30 - 11,25 = + 41,05 \text{ mt};$$

$$V^A = V^B = 12,06 \text{ t}.$$

Die Konsolbelastung der linken Säule mit dem Kragmoment infolge ständiger Konsollast $M_{Kg} = 30,23 \text{ t}$ ergibt:

$$H^A = H^B = M_K \frac{3}{2} \frac{k(h^2 - a^2) + h^2}{h^3(2k + 3)};$$

für den Fall $k_I = 4,08$:

$$H^A = H^B = 30,23 \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{4,08(9,30^2 - 2,95^2) + 9,30^2}{9,30^3(2 \cdot 4,08 + 3)} = + 2,04 \text{ t};$$

$$M^C = 30,23 - 9,30 \cdot 2,04 = + 11,28 \text{ mt};$$

$$M^D = - 9,30 \cdot 2,04 = - 18,95 \text{ mt};$$

$$M^m = - \frac{11,28 + 18,95}{2} + 11,28 = - 3,835 \text{ mt};$$

$$V^A = + 11,86 \text{ t};$$

$$V^B = + 1,74 \text{ t}.$$

Für den Fall $k_{II} = 3,15$:

$$H^A = H^B = 30,23 \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{3,15 \cdot (9,30^2 - 2,95^2) + 9,30^2}{9,30^3(2 \cdot 3,15 + 3)}$$

$$= 30,23 \cdot 0,0666 = + 2,01 \text{ t};$$

$$M^C = 30,23 - 9,30 \cdot 2,01 = + 11,54 \text{ mt};$$

$$M^D = - 9,30 \cdot 2,01 = - 18,69 \text{ mt};$$

$$M^m = \frac{11,54 + 18,69}{2} + 11,54 = - 3,575 \text{ mt};$$

$$V^A = + 11,86 \text{ t};$$

$$V^B = + 1,74 \text{ t}.$$

Das Kragmoment infolge Nutzbelastung der Konsole mit $M_{Kp} = 10,28$ mt ergibt:

für den Fall $k_I = 4,08$:

$$H^A = H^B = 10,28 \cdot 0,0674 = + 0,694 \text{ t};$$

$$M^C = 10,28 - 9,30 \cdot 0,694 = + 3,82 \text{ mt};$$

$$M^D = - 9,30 \cdot 0,694 = - 6,46 \text{ mt};$$

$$M^m = - \frac{3,82 + 6,46}{2} + 3,82 = - 1,32 \text{ mt};$$

$$V^A = + 4,49 \text{ t};$$

$$V^B = + 0,59 \text{ t};$$

für den Fall $k_{II} = 3,15$:

$$H^A = H^B = 10,28 \cdot 0,0666 = + 0,686 \text{ t};$$

$$M^C = 10,28 - 9,30 \cdot 0,686 = + 3,90 \text{ mt};$$

$$M^D = - 9,30 \cdot 0,686 = - 6,38 \text{ mt};$$

$$M^m = - \frac{3,90 + 6,38}{2} + 3,90 = - 1,24 \text{ mt};$$

$$V^A = + 4,49 \text{ t};$$

$$V^B = + 0,59 \text{ t}.$$

Der Temperatureinfluß berechnet sich allgemein mit: $X_{at} = \frac{\delta_{at}}{\delta_{aa}}$

$$\delta_{at} = \int N_a \varepsilon \cdot t \, dx + \int \frac{M_a}{h} \cdot \varepsilon \Delta t \, dx.$$

Soll ein gleichmäßiger Wärmeeinfluß von $\pm 15^\circ$ berücksichtigt werden, so fällt das zweite Glied weg und es bleibt: $\delta_{at} = \varepsilon t \int N_a \, dx$. Wie Fig. 12 b zeigt, ist die Normalkraft in den beiden Stielen gleich Null, im Riegel dagegen $N_a = + 1$.

Demnach liefert nur der Riegel einen Beitrag für δ_{at} und es wird:

$$\delta_{at} = \varepsilon t \int_0^l 1 \cdot dx = \varepsilon t \cdot l,$$

und da

$$\delta_{aa} = \frac{2h^3 J_R + 3h^2 l J_s}{3E J_s \cdot J_R},$$

so ergibt sich:
$$X_{at} = \frac{\delta_{at}}{\delta_{aa}} = \frac{\varepsilon t l 3E J_s J_R}{2h^3 J_R + 3h^2 l J_s}.$$

Setzen wir

$$\frac{J_R}{J_s} \cdot \frac{h}{l} = k,$$

so erhalten wir:
$$X_{at} = \frac{3E J_R \varepsilon t}{h^2 (2k + 3)}.$$

Zusammenstellung der vor-

	Momente Auflagerkräfte	M^C	M^D	M^m (Mitte Riegel)	M_a^z unterhalb der Konsole	M_o^z oberhalb der Konsole
Ständige Belastung	Einzellast $P_g = 25,63$ t (links, ständige Last)	-12,54	-12,54	+ 54,21	- 3,98	- 3,98
	Einzellast $P_g = 25,63$ t (rechts, ständige Last)	-12,54	-12,54	+ 54,21	- 3,98	- 3,98
	Gleichm. vert. ständ. Belastung d. Riegels $g = 4,70$	-31,70	-31,70	+145,30	-10,05	-10,05
	Kragmoment $M_{Kg} = 30,23$ mt (links)	+11,28	-18,95	- 3,835	- 6,01	+24,22
	Kragmoment $M_{Kg} = 30,23$ mt (rechts)	-18,95	+11,28	- 3,835	- 6,01	- 6,01
	Gesamtmom. der Auflagerkräfte inf. ständ. Belastg.	-64,45	-64,45	+246,05	-30,03	+ 0,20
Nutzlast	Einzellast $P_p = 7,475$ t (links, Nutzlast)	- 3,665	- 3,665	+ 15,795	- 1,162	- 1,162
	Einzellast $P_p = 7,475$ t (rechts, Nutzlast)	- 3,665	- 3,665	+ 15,795	- 1,162	- 1,162
	Gleichmäßig verteilte Nutzlast d. Riegels $p = 1,39$ t/m	- 9,40	- 9,40	+ 42,90	- 2,983	- 2,983
	Kragmoment $M_{Kp} = 10,28$ mt (links)	+ 3,82	- 6,46	- 1,32	- 2,05	+ 8,23
	Kragmoment $M_{Kp} = 10,28$ mt (rechts)	- 6,46	+ 3,82	- 1,32	- 2,05	- 2,05
	Wärmeeinfluß $\pm 15^\circ$	$\mp 3,55$	$\mp 3,55$	$\mp 3,55$	$\mp 1,125$	$\mp 1,125$
	Schwindmasse	+ 4,74	+ 4,74	+ 4,74	+ 1,503	+ 1,503
Größtwerte bei veränderlicher Belastung	-26,74	-26,74	+ 82,78	-10,532	+10,858	
Abs. Größtwerte bei Vollbelastung	-91,19	-91,19	+328,83	-40,562	+11,058	
Abs. Kleinstwerte bei Vollbelastung	-52,34	-52,34	+239,86	-27,402	+ 8,282	
		Für Fall $k_I = 4,08$				

Mit $E = 2100000$ t/m²; $\varepsilon = 0,00001$; $t = \pm 15^\circ$ ergibt sich:

für den Fall $k_I = 4,08$:

$$J_{RI} = 0,3905 \text{ m}^4;$$

$$H^A = H^B = X_{at} = \frac{3 \cdot 2100000 \cdot 0,3905 \cdot 0,00001 \cdot (\pm 15)}{9,30^2 (2 \cdot 4,08 + 3)} = \pm 0,382 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = -h \cdot H = \mp 9,30 \cdot 0,382 = \mp 3,55 \text{ mt};$$

$$M^m = \mp 3,55 \text{ mt};$$

für den Fall $k_{II} = 3,15$; $J_{RII} = 0,3014 \text{ m}^4$;

$$H^A = H^B = X_{at} = \frac{3 \cdot 2100000 \cdot 0,3014 \cdot 0,00001 \cdot (\pm 15)}{9,30^2 \cdot (2 \cdot 3,15 + 3)} = \pm 0,354 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = -h \cdot H = \mp 9,30 \cdot 0,354 = \mp 3,29 \text{ mt};$$

$$M^m = \mp 3,29 \text{ mt}.$$

stehenden Rechnungsergebnisse.

M_n^u (unterhalb der Konsole)	M_n^o (oberhalb der Konsole)	$H^A = H^B$	V^A	V^B	$M^C = M^D$	M^m	$H^A = H^B$
- 3,98	- 3,98	+ 1,35	+ 17,94	+ 7,69	- 15,06	+ 51,69	+ 1,62
- 3,98	- 3,98	+ 1,35	+ 7,69	+ 17,94	- 15,06	+ 51,69	+ 1,62
-10,05	-10,05	+ 3,41	+ 40,77	+ 40,77	- 38,05	+138,95	+ 4,09
- 6,01	+24,22	+ 2,04	+ 11,86	+ 7,41	+ 11,54 ^c - 18,69 ^d	- 3,575	+ 2,01
- 6,01	- 6,01	+ 2,04	+ 1,74	+ 11,86	- 18,69 ^c + 11,54 ^d	- 3,575	+ 2,01
-30,03	+ 0,20	+10,19	+80,00	+ 80,00	- 75,32	+235,18	+11,35
- 1,162	- 1,162	+ 0,394	+ 5,23	+ 2,24	- 4,39	+ 15,07	+ 0,472
- 1,162	- 1,162	+ 0,394	+ 2,24	+ 5,23	- 4,39	+ 15,07	+ 0,472
- 2,983	- 2,983	+ 1,010	+ 12,06	+ 12,06	- 11,25	+ 41,05	+ 1,210
- 2,05	+ 8,23	+ 0,694	+ 4,49	+ 0,59	+ 3,90 ^c - 6,38 ^d	- 1,24	+ 0,686
- 2,05	- 2,05	+ 0,694	+ 0,59	+ 4,49	- 6,38 ^c + 3,90 ^d	- 1,24	+ 0,686
∓ 1,125	∓ 1,125	± 0,382	± 0,00	± 0,00	∓ 3,29	∓ 3,29	± 0,354
+ 1,503	+ 1,503	- 0,510	± 0,00	± 0,00	+ 4,39	+ 4,39	- 0,472
-10,532	+11,858	+ 3,568	+ 24,61	+ 24,61	- 29,70	+ 78,87	+ 2,880
-40,562	+11,058	+13,758	+104,61	+104,61	-105,02	+ 314,05	+14,230
-27,402	- 8,282	+ 9,298	+ 80,00	+ 80,00	- 63,74	+229,41	+10,524
				Für $k_I = 4,08$ und $k_{II} = 3,15$		Für Fall $k_{II} = 3,15$	

Einfluß des Schwindens.

Legen wir der Berechnung das nach einem Jahr beobachtete Schwindmaß $\epsilon_s = 0,00020$ m/lfdm zugrunde, so erhalten wir $\delta_{as} = -\epsilon_s \cdot l$, da die Stiele ohne Einfluß auf δ_a sind.

$$X_{as} = \frac{\delta_{as}}{\delta_{aa}} = \frac{-\epsilon_s l 3 E J_s J_R}{2 h^3 J_R + 3 h^2 l J_s};$$

$$X_{as} = \frac{-3 E J_R \epsilon_s}{h^2 (2 k + 3)}.$$

Mit $E = 2100000$ t/m²; $\epsilon = 0,00020$ erhalten wir:

für Fall $k_I = 4,08$: $J_{RI} = 0,3905$ m⁴;

$$H^A = H^B = X_{as} = - \frac{3 \cdot 2100000 \cdot 0,3905 \cdot 0,00020}{9,30^2 (2 \cdot 4,08 + 3)} = - 0,51 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = -h \cdot H = + 9,30 \cdot 0,51 = + 4,74 \text{ mt};$$

$$M^m = + 4,74 \text{ mt}.$$

Für den Fall $k_{II} = 3,15$; $J_{RII} = 0,3014 \text{ m}^4$;

$$H^A = H^B = X_{as} = - \frac{3 \cdot 1\,100\,000 \cdot 0,3014 \cdot 0,00020}{9,30^2 (2 \cdot 3,15 + 3)} = - 0,472 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = - h \cdot H = + 9,30 \cdot 0,472 = + 4,39 \text{ mt};$$

$$M^m = + 4,39 \text{ mt}.$$

Von einer Berechnung des Einflusses des Schwindens von Beton wird im allgemeinen abgesehen unter der Voraussetzung, daß die Schwindmasse der eisenbewehrten Betonbauteile durch Naßhalten des Bauwerkes in den ersten Monaten praktisch ausgeschaltet werden (wie dies im ersten Band gezeigt wurde).

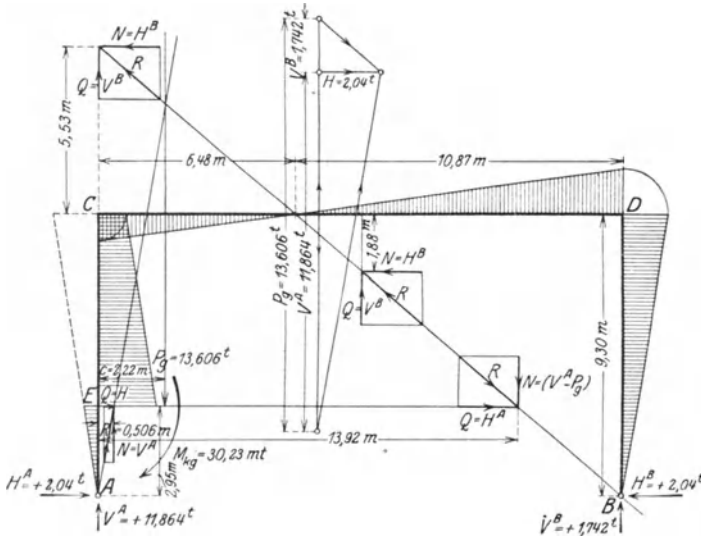


Fig. 15b. Stützlinie und Momente infolge der Kragbelastung $M_{Kg} = 30,23 \text{ mt}$ (Zweigelenkrahmen) $K = 4,08$.

$$\begin{aligned} M_D &= -1,74 \cdot 10,87 = -18,95 \text{ mt} \\ &= -2,04 \cdot 9,30 = -18,95 \text{ mt}, \\ M_m &= -2,04 \cdot 1,88 = -3,84 \text{ mt}, \\ M_c &= 1,74 \cdot 6,48 = 11,28 \text{ mt} \\ &= 2,08 \cdot 5,53 = 11,28 \text{ mt}, \\ M_u^F &= 11,86 \cdot 0,506 = -6,01 \text{ tm}, \\ M_o^F &= 1,74 \cdot 13,92 = 24,22 \text{ tm.} \end{aligned}$$

In Fig. 15b ist die Stützlinie und die Momentenlinie für die ständige Kragbelastung ($M_{Kg} = 30,23 \text{ mt}$) aufgezeichnet. Wir erhalten das Moment, die Normal- und die Querkraft in irgendeinem Querschnitt, indem wir in dem betreffenden Punkte die Normale auf die Stabachse zum Schnitt mit der Stützlinie bringen. Die dort wirkende Resultante zerlegen wir dann in eine Komponente parallel und in eine senkrecht

zur Stabachse. Erstere gibt die Normalkraft N und mit dem Abschnitt, den die Stützlínie auf der Normalen abschneidet, als Hebel-

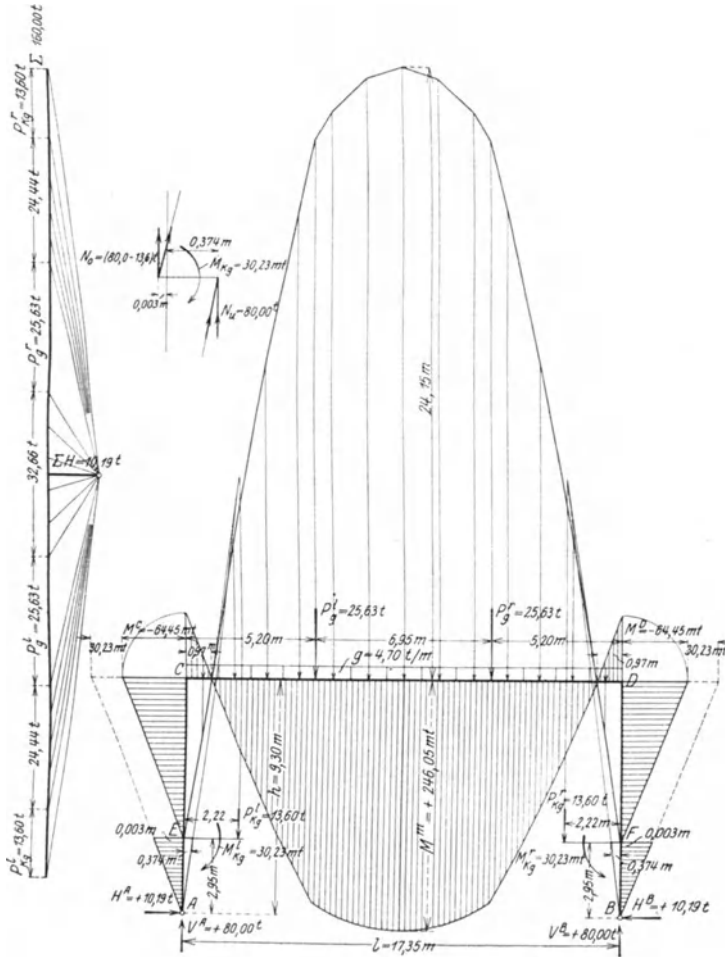


Fig. 15c. Stützlínie und Gesamtmomente infolge ständiger Belastung (Zweigelenrahmen) $K = 4,01$.

$$\begin{aligned}
 M_C &= M_D = -(80 - 13,6) 0,97 = -64,45 \text{ mt,} \\
 M_E &= M_F = +(80 - 13,6) 0,003 = +0,20 \text{ mt,} \\
 M_u^E &= M_u^F = -80,0 \cdot 0,374 = -30,03 \text{ mt,} \\
 M_m &= +10,19 \cdot 24,15 = 246,05 \text{ mt.}
 \end{aligned}$$

arm das Moment M , die letztere die im Querschnitt wirkende Querkraft Q .

Das gleiche ist in Fig. 15c für den Rahmen bei voller ständiger Belastung durchgeführt. Die Stützlínie gibt darin ein anschauliches

Bild der Kräftewirkung im Rahmen. Überall da, wo die Stützlinie die Achse der Rahmenstäbe schneidet, ist das Moment gleich Null, und demgemäß schneidet auch die Momentenlinie die Stabachse in diesen Punkten. Ferner sehen wir an der Stelle, an welcher das Kragmoment ($M_{kg} = 30,23$ mt) an der Stütze eingeleitet wird, einen Knick in der Stützlinie, wie dies etwas verzerrt die kleine Skizze links von Fig. 15c zeigt.

$$\begin{aligned} M_u^E &= -80,00 \cdot 0,374 = -30,03 \text{ mt}; \\ M_o^E &= + (80,0 - 13,60) \cdot 0,003 = +0,20 \text{ mt}; \\ [M_u^E] + [M_o^E] &= 30,03 + 0,20 = 30,23 \text{ mt}. \end{aligned}$$

Ermittlung der Querkräfte.

Für den Zweigelenkrahmen erhalten wir am Riegel für alle Belastungen mit Ausnahme der Konsolbelastung die Querkraftsfläche wie für den frei aufliegenden Träger.

Die Querkraft bei Konsolbelastung ergibt sich für Fall $k_I = 4,08$: bei Belastung der linken Säule infolge ständiger Konsolbelastung:

$$\begin{aligned} Q_R^C &= \frac{M^r - M^l}{l} = \frac{M^C - M^D}{l} = \frac{(-18,95) - (+11,28)}{17,35} = -\frac{30,23}{17,35} \\ &= -1,742 \text{ t}; \end{aligned}$$

infolge Nutzbelastung:

$$Q_R^C = \frac{(-6,46) - (+3,82)}{17,35} = -\frac{10,28}{17,35} = -0,593 \text{ t}.$$

Bei Belastung der rechten Säule wird infolge ständiger Konsolbelastung entsprechend:

$$Q_R^C = \frac{(+11,28) - (-18,95)}{17,35} = +1,742 \text{ t};$$

infolge Nutzbelastung der Konsole:

$$Q_R^C = \frac{(+3,82) - (-6,46)}{17,35} = +0,593 \text{ t}.$$

An den Säulen erhalten wir nur die aus den Einspannungsmomenten sich ergebenden konstanten Querkräfte $Q = \frac{M^o - M^m}{h}$. Da im Falle des Zweigelenkrahmens $M^u = 0$ und $M^o = -H \cdot h$, so wird aber $Q_s = -\frac{H \cdot h}{h} = -H$.

Für Fall $k_{II} = 3,15$ erhalten wir die Querkräfte bei Konsolbelastung genau wie unten für $k_I = 4,08$, da die Summe der Eckmomente die gleiche bleibt.

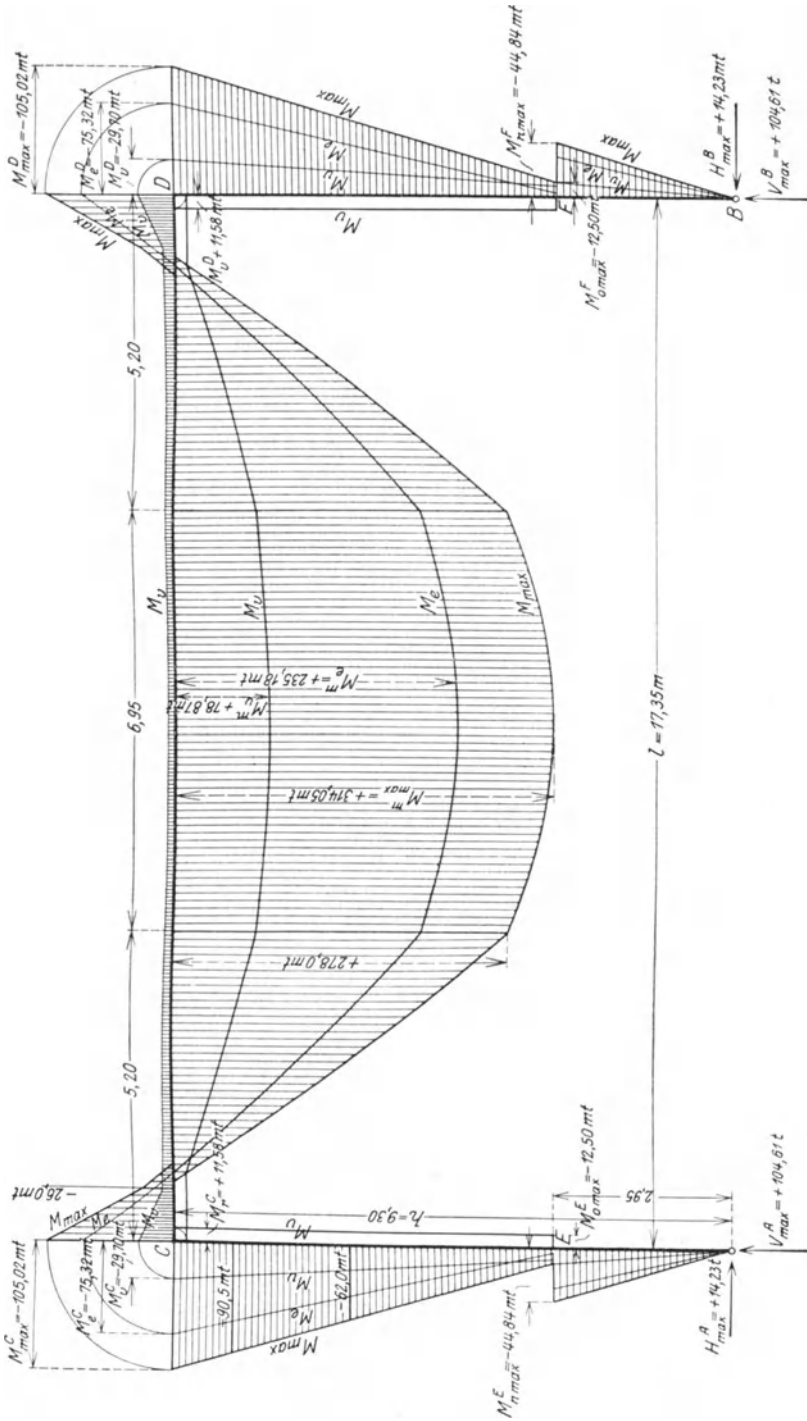


Fig. 15d. Absolute Größtwerte der Momente bei Vollbelastung [Zweigelenrahmen $k_{II} = 3,15$]. ($M_c =$ Momente für ständige Belastung; $M_v =$ Momente für veränderliche Belastung.)

Für die Säulen ergeben sich die Querkkräfte wie vor zu $Q_8 = -H$. In Fig. 15e sind die Größtwerte der Querkkräfte für $k_I = 4,08$ und für $k_{II} = 3,15$ aufgetragen.

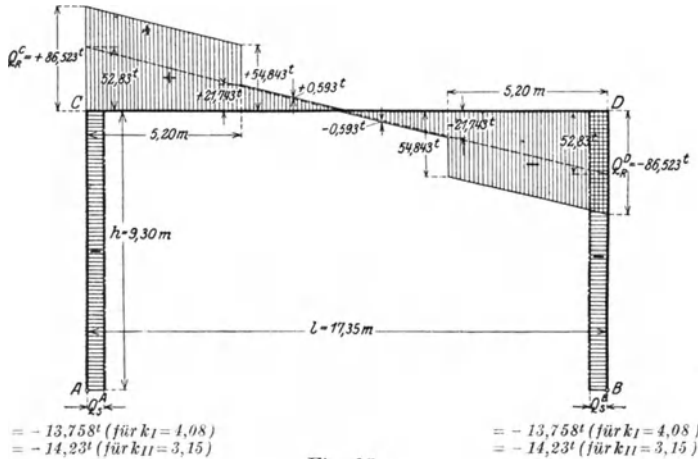


Fig. 15e.

Berechnung der Querschnitte.

Den Querschnitt in Mitte des Riegels zeigt Fig. 15a. Die Abmessungen sind: $B = 427$ cm; $b = 80$ cm; $d = 14$ cm; $h = 160$ cm; $h - a = 150$ cm; $F_e = 36 \varnothing 26 = 191$ cm².

Das Trägheitsmoment unter Annahme der Mitwirkung des Betonquerschnittes bis zu dem Schwerpunkte der Eiseneinlagen wurde für $x = 52,0$ cm $n = 10$ mit $J_{RI} = 3910\ 615$ cm⁴ ermittelt.

Es ergeben sich demnach die Spannungen für das bei dieser Annahme ($k_I = 4,08$) berechnete absolute Größtmoment in Riegelmitte $M_{\max}^m = +328,830$ mt (siehe S. 116):

$$\sigma_{bd} = \frac{32883000 \cdot 52,0}{3910615} = 43,71 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{32883000 \cdot (150 - 52)}{3910615} = 823 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Fall $k_{II} = 3,15$ ist unter Vernachlässigung des ganzen Betonquerschnittes das Trägheitsmoment mit $J_{RII} = 30\ 140\ 000$ cm⁴ ermittelt worden, wenn $x = 38,8$ cm ist.

Das absolute Größtmoment ergibt sich für diesen Fall in Riegelmitte mit

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= (+51,69) + (+51,69) + (138,95) + (-3,575) + (-3,575) \\
 &+ (+15,07) + (+15,07) + (+41,05) + (+3,29) + (4,39) \\
 &= +314,05 \text{ mt.}
 \end{aligned}$$

Demnach ergeben sich die Spannungen bei Vernachlässigung des Betonzugquerschnittes für $n = 10$:

$$\sigma_{bd} = \frac{31\,405\,000 \cdot 38,8}{30\,140\,000} = 40,4 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{31\,405\,000 \cdot (150 - 38,8)}{30\,140\,000} = 1160 \text{ kg/qcm}.$$

Der Vergleich der Spannungsnachweise für die beiden Fälle k_I und k_{II} zeigt, daß das den tatsächlichen Verhältnissen besser entsprechende Trägheitsmoment J_{RI} rechnerisch keine volle Ausnutzung der zulässigen Eisenspannungen ergibt. Wenn sonach die Bemessung der Querschnitte unter Vernachlässigung des ganzen Betonzugquerschnittes erfolgt, so ist die Sicherheit weit größer, als es die Berechnung sonst annimmt.

Um die Materialverteilungslinie für das Eisen zeichnen zu können, berechnet man für einzelne Querschnitte x und aus den jeweiligen Eisenquerschnitten die Tragmomente M .

Für $F_e = 36 \varnothing 26 = 191 \text{ cm}^2$; $x = 38,8 \text{ cm}$ (in Riegelmitte) wird

$$M = F_e \cdot \sigma_e \cdot \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = 191 \cdot 1200 \cdot \left(160 - 10 - \frac{38,8}{3} \right) = 314,20 \text{ mt.}$$

Für $F_e = 32 \varnothing 26 = 170 \text{ cm}^2$ wird $x = 36,2$ und

$$M = 170 \cdot 1200 \cdot \left(150 - \frac{36,2}{3} \right) = 281,00 \text{ mt.}$$

Für $F_e = 28 \varnothing 26 = 149 \text{ cm}^2$ wird $x = 33,6 \text{ cm}$ und

$$M = 149 \cdot 1200 \cdot \left(150 - \frac{33,6}{3} \right) = 248,00 \text{ mt.}$$

Für $F_e = 24 \varnothing 26 = 127 \text{ cm}^2$ wird $x = 30,2 \text{ cm}$ und

$$M = 127 \cdot 1200 \cdot \left(150 - \frac{30,2}{3} \right) = 213,00 \text{ mt.}$$

Für $F_e = 20 \varnothing 26 = 106 \text{ cm}^2$ wird $x = 27,5 \text{ cm}$ und

$$M = 106 \cdot 1200 \cdot \left(150 - \frac{27,5}{3} \right) = 179,00 \text{ mt.}$$

Für $F_e = 16 \varnothing 26 = 85 \text{ cm}^2$ wird $x = 24,1 \text{ cm}$ und

$$M = 85 \cdot 1200 \cdot \left(150 - \frac{24,1}{3} \right) = 145,00 \text{ mt.}$$

Für $F_e = 12 \varnothing 26 = 63,7 \text{ cm}^2$ wird $x = 20,7 \text{ cm}$ und

$$M = 63,7 \cdot 1200 \cdot \left(150 - \frac{20,7}{3} \right) = 109,50 \text{ mt.}$$

Für $F_e = 8 \varnothing 26 = 42,5 \text{ cm}^2$ wird $x = 15,81 \text{ cm}$ und

$$M = 42,5 \cdot 1200 \cdot \left(150 - \frac{15,81}{3}\right) = 73,90 \text{ mt.}$$

Für $F_e = 4 \varnothing 26 = 21,2 \text{ cm}^2$ wird $x = 12,0 \text{ cm}$ und

$$M = 21,2 \cdot 1200 \cdot \left(150 - \frac{12,0}{3}\right) = 37,15 \text{ mt.}$$

In Fig. 16a ist der im Vorstehenden errechnete Verlauf der Momente zur Verteilung der Längseisenlagen benutzt worden.

Der Querschnitt beim Anschluß des Riegels an die Voute hat ein $M_{\max} = -26,00 \text{ mt}$ aufzunehmen. Der Querschnitt in Fig. 15a hat an dieser Stelle ein negatives Moment aufzunehmen, wirkt demnach als Rechteckquerschnitt von der Höhe $h = 160 \text{ cm}$ und der Breite $b = 80 \text{ cm}$. Sonach wird

$$F_e = \frac{6 M}{5 (h - a) \sigma_e} = \frac{6 \cdot 26000000}{5 \cdot (160 - 4) \cdot 1200} = 16,7 \text{ cm}^2;$$

gewählt: $4 \varnothing 26 = 21,24 \text{ cm}^2$.

Nach Gleichung (16) Bd. I wird

$$x = \frac{10 \cdot 21,24}{80} - 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 80 \cdot 156}{10 \cdot 21,24}} = 26,3 \text{ cm};$$

$$J_n = \frac{80 \cdot 26,3^3}{3} + 10 \cdot 21,24 \cdot (156 - 26,3)^2$$

$$= 485000 + 3565000 = 4050000 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2600000 \cdot 26,3}{4050000} = 16,9 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{2600000 \cdot 129,7}{4050000} = 834 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Querschnitt beim Anschluß der Voute an die Stütze hat nach Fig. 15d ein Moment $M_{\max} = -90,50 \text{ mt}$. Die im Querschnitt wirkende Normalkraft ergibt sich nach der Zusammenstellung S. 89

$$N = 66,40 \quad (V^A \text{ aus ständ. Last vermindert um die das Kragmoment in } E \text{ hervorrufende Kraft } P_{Kg} = 13,60 \text{ t});$$

$$5,23$$

$$2,24 \quad (V^A \text{ aus der das Max.-Moment hervorrufenden Nutzbelastung});$$

$$12,06$$

$$0,59$$

$$24,30 \quad (\text{Stützdruck der linken Außenstütze und des äußeren Längsträgers (siehe S. 116)});$$

$$110,82 \text{ t.}$$

Es handelt sich hier um eine Beanspruchung des Querschnittes auf Biegung bei axialem Druck; der Querschnitt wird mit $80 \cdot 130$ cm angenommen.

Für den Spannungsnachweis ist wie im Bd. I, S. 406 gezeigt wurde, zur Bestimmung von x die Auflösung einer Gleichung dritten Grades notwendig. Auf zeichnerischem Wege ergibt sich nach dem S. 411 im Bd. I gezeigten Verfahren für $b = 130$; $a = 80$ cm:

$$F_e = 15 \varnothing 26 = 79,65 \text{ cm}^2; \quad x = 70,3 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot N \cdot x}{a x^2 - 2 n \varphi b a (b - c_1 - x)} = 49,2 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_{ez} = n \sigma_{bd} \frac{x - c_2}{b - x} = 344 \text{ kg/qcm}.$$

Der Querschnitt beim Anschluß der Stütze an die Voute hat das Größtmoment $M_{\max} = -62,0$ mt aufzunehmen. Die Normalkraft ist die gleiche wie vor, vermehrt um das Eigengewicht der Stütze.

$$N = 110,82$$

$$+ \frac{4,60}{115,42} \text{ t.} \quad (\text{Eigengewicht der Stütze: } 0,8 \cdot 0,8 \cdot 3,0 \cdot 2,4);$$

Die Ermittlung von x erfolgt hier nach dem von Mörsch für symmetrische Bewehrung angegebenen zeichnerischen Verfahren¹⁾.

Allgemein ist für das Spannungsbild in Fig. 16 b:

$$N = D_b + D_e - Z_e = \sigma_{bd} \frac{b x}{2} + F'_e \sigma'_e - F_e \sigma_e;$$

$$M = \sigma_{bd} \frac{b x}{2} \left(\frac{a}{2} - \frac{x}{3} \right) + F'_e \sigma'_e s' + F_e \sigma_e s.$$

Ferner ist

$$\sigma_e = n \sigma_{bd} \frac{s + \frac{a}{2} - x}{x}; \quad \sigma'_e = n \sigma_{bd} \frac{s' - \frac{a}{2} + x}{x}.$$

Aus diesen vier Gleichungen wird, ähnlich wie dies im ersten Band S. 404 gezeigt wurde, für x eine Gleichung dritten Grades aufgestellt. Ist x bestimmt, so erhält man

$$\sigma_{bd} = \frac{N x}{\frac{b x^2}{2} + n F'_e \left(s' - \frac{a}{2} + x \right) - n F_e \left(s + \frac{a}{2} - x \right)}.$$

Bei symmetrischer Bewehrung ist $F_e = F'_e$ und $s = s'$.

Die Gleichung für x lautet dann in vereinfachter Form:

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \left(\frac{a}{2} - \frac{M}{N} \right) + x \cdot 12 \frac{M}{N} n \frac{F_e}{a} - b \frac{n F_e}{a} \left(\frac{M}{N} a + 2 s^2 \right) = 0; \quad 6a)$$

$$\sigma_{bd} = \frac{N}{\frac{b x}{2} + \frac{n F_e}{x} (2 x - b)} = \frac{2 N x}{b x^2 + 2 n \varphi a b (2 x - a)}. \quad 6b)$$

¹⁾ 20 Bemessungstabellen von Prof. Dr. Mörsch, Verlag K. Witwer, Stuttgart.

Setzt man $s = 0,42 a$, so werden:

$$\sigma_{ez} = n \sigma_{bd} \frac{0,92 a - x}{x}; \quad \sigma_{ed} = n \sigma_{bd} \frac{x - 0,08 a}{x}. \quad (6c)$$

Bei gegebenen Abmessungen ist sonach x nur abhängig von $\frac{M}{N}$.

Für verschiedene Werte $\frac{M}{Na}$ und

$F_e = F'_e = \varphi a b$, läßt sich x aus a ausdrücken, wie dies Mörsch in seiner Bemessungstafel (Fig. 16 b) dargestellt hat.

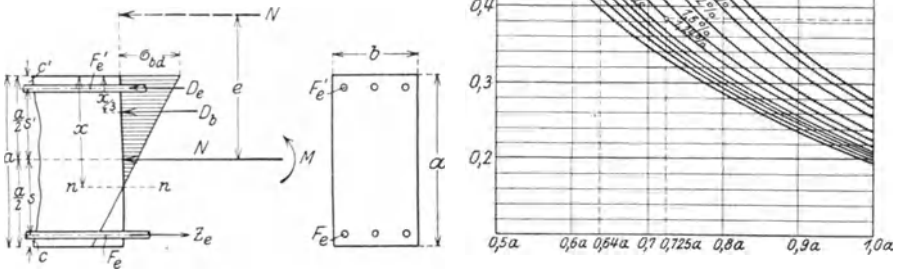


Fig. 16b.

Für $a = b = 80 \text{ cm}$; $F_e = F'_e = 12 \varnothing 26 = 63,7 \text{ cm}^2$, wird:

$$\varphi = \frac{F_e}{b \cdot a} = \frac{63,7}{80 \cdot 80} = 0,00995 = 0,995\% = 1\%.$$

Man bildet den Wert

$$\frac{M}{N \cdot a} = \frac{6\,200\,000}{115\,420 \cdot 80} = 0,672.$$

Nach den für symmetrische Bewehrung in Fig. 16 b dargestellten Schau-
linien ergibt sich für $\frac{M}{N \cdot a} = 0,672$ und $\varphi = 0,995$.

$$x = 0,528 a = 0,528 \cdot 80 = 42,2 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 115\,420 \cdot 42,2}{80 \cdot 42,2^2 + 2 \cdot 10 \cdot 63,7 (2 \cdot 42,2 - 80)} = 65,6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot 65,6 \cdot \frac{0,92 \cdot 80 - 42,2}{42,2} = 496 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot 65,6 \cdot \frac{42,2 - 0,08 \cdot 80}{42,2} = 576 \text{ kg/qcm}.$$

Wir haben hier $n = 10$ angenommen, wie in dem Falle reiner Biegung. Bekanntlich wird die Berechnung der Spannungen im Beton und Eisen bei axialem Druck oder Zug auf das Bruchstadium aufgebaut, dem ein höherer Wert von n entspricht, wie dies im ersten Band gezeigt wurde. Würde man hier $n = 15$ bis 20 setzen, so würde σ_{bd} kleiner, σ_{ez} und σ_{ed} jedoch größer werden. Letztere würden jedoch immer noch weit unterhalb der zulässigen Grenzen bleiben. Wenn wir sonach $n = 10$ angenommen haben, so gibt dies nur einen erhöhten Sicherheitsgrad.

In späteren Fällen, wo der axiale Druck oder Zug überwiegen, werden wir entsprechend $n = 15$ bis 20 wählen. Da die Betondruckbeanspruchung zu hoch wird, so führen wir die Voute etwas tiefer bis zu der Stelle, wo ein Größtmoment von $M^{\max} = -46,00$ mt vorhanden ist. Die Normalkraft ergibt sich zu:

$$N = 110,82 \quad (\text{wie vor});$$

$$8,06 \quad \left(\text{Eigengewicht der Voute: } \frac{1,3 + 0,8}{2} \cdot 0,80 \cdot 4,0 \cdot 2,4 \right)$$

$$\hline 118,88 \text{ t.}$$

Mit $F_e = F'_e = 15 \varnothing 26 = 79,65 \text{ cm}^2$ ergibt sich

$$\varphi = \frac{F_e}{a b} = \frac{79,65}{80 \cdot 80} = 1,24 \%$$

Für $\frac{M}{N \cdot a} = \frac{4\,600\,000}{118\,880 \cdot 80} = 0,484$ wird:

$$x = 0,64 \cdot a = 0,64 \cdot 80 = 51,2 \text{ cm (s. Fig. 16b);}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot N \cdot x}{ax^2 + 2n\varphi ab(2x - a)} = \frac{2 \cdot 118\,880 \cdot 51,2}{80 \cdot 51,2^2 + 2 \cdot 10 \cdot 79,65 \cdot (2 \cdot 51,2 - 80)}$$

$$= 49,5 \text{ kg/qcm;}$$

$$\sigma_{ez} = n \cdot \sigma_{bd} \cdot \frac{0,92 \cdot a - x}{x} = 10 \cdot 49,5 \cdot \frac{0,92 \cdot 80 - 51,2}{51,2} = 21,65 \text{ kg/qcm;}$$

$$\sigma_{ed} = n \cdot \sigma_{bd} \cdot \frac{x - 0,08 d}{x} = 10 \cdot 49,5 \cdot \frac{51,2 - 0,08 \cdot 80}{51,2} = 432 \text{ kg/qcm.}$$

Für den Querschnitt in Höhe der Konsole E_u ist $M_u^{\max} = -44,84$ mt.

$$N = 104,61 \text{ t (} V_{\max}^A = \text{Auflagerdruck bei Vollbelastung);}$$

$$24,30 \quad (\text{Stützendruck der linken Außenstütze und des äußeren Längsträgers);}$$

$$5,45 \quad (\text{Auflagerdruck des äußeren Randträgers in Höhe der Empore (siehe S. 116);}$$

$$8,06 \quad (\text{Eigengewicht der Voute);}$$

$$3,60 \quad (\text{Eigengewicht der Stütze } 0,8 \cdot 0,8 \cdot [5,3 - 2,95] \cdot 2,4);$$

$$\hline 146,02 \text{ t.}$$

Der Querschnitt ist 80/80 cm, $F_e = F_e' = 15 \varnothing 26 = 79,65 \text{ cm}^2$.

$$\varphi = \frac{79,65}{80 \cdot 80} = 0,0124 = 1,24\% ;$$

$$\frac{M}{N \cdot a} = \frac{4484000}{146020 \cdot 80} = 0,384 .$$

Aus Fig. 16a entnimmt man $x = 0,725 \cdot a = 0,725 \cdot 80 = 58,0 \text{ cm}$.

Es wird dann

$$\sigma_{ba} = \frac{2 \cdot 146020 \cdot 58,0}{80 \cdot 58^2 + 2 \cdot 10 \cdot 79,65 \cdot (2 \cdot 58 - 80)} = 51,7 \text{ kg/qcm} ;$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot 51,7 \cdot \frac{0,92 \cdot 80 - 58}{58} = 141 \text{ kg/qcm} ;$$

$$\sigma_{ea} = 10 \cdot 51,7 \cdot \frac{58 - 0,08 \cdot 80}{58} = 460 \text{ kg/qcm} .$$

Die in den Säulen als zulässig angenommenen Druckspannungen im Beton sind etwas größer als beim Riegel und erscheinen deshalb gerechtfertigt, weil von der Mitwirkung der anschließenden Platte abgesehen wurde, die den Querschnitt vergrößert und die tatsächlichen auftretenden Spannungen verringert.

Die Berechnung des Zugbandes erfolgt für die größte Zugkraft, die sich nach der Zusammenstellung auf S. 116 als Größtwert des Horizontalschubes ergibt mit:

$$Z = H_{\max} = +14,23 \text{ t} .$$

Unter der Annahme einer Beanspruchung der Ankereisen von $\sigma_e = 750 \text{ kg/cm}^2$ ergibt sich ein Querschnitt des Zugankers:

$$F_e = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{14230}{750} = 19,0 \text{ cm}^2 ; \text{ gewählt: } 5 \varnothing 50 = 19,01 \text{ cm}^2 .$$

Berechnung der Schubspannungen und der aufgebogenen Eisen.

Die Stelle, an welcher die durch die Querkraft hervorgerufenen Schubspannung gerade noch vom Beton allein aufgenommen wird, ergibt sich aus $Q_b = \tau_b \cdot b \cdot h_{zd}$. Wählen wir $\tau_b = 4,5 \text{ kg/cm}^2$, so ergibt sich mit

$$h_{zd} = \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = (160 - 10 - 38,8) = 137,1 \text{ cm} ; \quad b = 80 \text{ cm} :$$

$$Q_b = 4,5 \cdot 80 \cdot 137,1 = 49400 \text{ kg} = 49,40 \text{ t} .$$

Wie Fig. 16a zeigt, wird dieser Wert in allen Querschnitten zwischen den aufgesetzten Stützen und den Rahmenpfosten überschritten, d. h. es müssen auf diese ganze Länge schräge Eisen vorgesehen werden.

Die gesamte durch diese Eisen aufzunehmende Zugkraft ergibt sich aus der Querkraftsfläche, die zu diesem Zwecke in die Figur eingetragen wurde. Es berechnet sich diese Zugkraft bis zum Anschluß des Riegels an die Voute nach Gl. (13), Bd. I:

$$Z = \frac{\text{Querkraftsfläche}}{h_{zd} \cdot \sqrt{2}}.$$

Im Mittel ist mit $F_e = 20 \varnothing 26$:

$$h_{zd} = \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = \left(160 - 10 - \frac{27,5}{3} \right) = 140,9 \text{ cm}$$

und demnach:

$$Z = \frac{\frac{81500 + 54843}{2} \cdot 430}{140,9 \cdot \sqrt{2}} = 147\,000 \text{ kg};$$

$$F_e \text{ erf.} = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{147\,000}{1200} = 122,5 \text{ cm}^2; \text{ gewählt: } F = 24 \varnothing 26 = 127 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{147\,000}{127} = 1158 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir verteilen die Eisen in 6 Schräglagen zu je 4 $\varnothing 26$. Die Aufteilung der Querkraftsfläche ist in Fig. 16a erläutert.

Da die Querkraft in allen Querschnitten der Rahmenpfosten gleich bleibt, so ergibt sich auch die Schubspannung überall gleich groß. Für den Querschnitt in Höhe der Empore wird:

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{14230}{80 \left(80 - 6 - \frac{58}{3} \right)} = 3,25 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir ersehen daraus, daß die Schubspannungen in den Säulen den für Beton zulässigen Wert $\tau_b = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ nicht erreichen. Es sind demnach in den Säulen keine Schrägeisen erforderlich.

Die Einzelheiten mit dem Eisenauszug des Zweigelenkrahmens sind in Fig. 16a dargestellt. Die Säuleneisen wurden mit Rücksicht auf bessere Montage in Höhe des Fußbodens der Empore gestoßen.

Da beim Rahmen mit eingespannten Pfostenfüßen die Momente im Querriegel und in den Säulen (vgl. Zusammenstellungen S. 89 und S. 106) sich nur wenig von dem Zweigelenkrahmen unterscheiden, so erübrigt sich eine weitere Durcharbeitung dieses Falles. Die Fußspannung ist in unserem Falle wegen dem im Verhältnis zum weitgespannten, stark belasteten, sehr steif ausgebildeten Riegel schwachen Pfosten wenig wirksam.

Deshalb genügt für diesen Fall die vorstehend durchgeführte Dimensionierung, was im übrigen durch die vorher durchgeführte statische Untersuchung bestätigt wird.

f) Gründung der Rahmenpfosten.

Da im Erd- und Kellergeschoß im Abstand von 1,97 m von den großen Außenstützen zur Verkleinerung der Spannweite der Unterzüge eine weitere Säule zur Aufstellung kommt (siehe Fig. 8 b), so erhalten die Außenstützen durch die Unterzüge des Erd- und Kellergeschosses nur sehr geringe Momente, die wir deshalb ohne großen Fehler vernachlässigen dürfen. Die zentrischen Lasten der starken Außensäulen ergeben sich nun wie folgt:

Last der äußeren Stütze und des Randträgers im 3. Stockwerk S. 84	$\left\{ \begin{array}{l} P_g = 24\,230 \text{ kg} \\ P_p = 14\,430 \text{ ,,} \end{array} \right.$
Randträger in Höhe der Empore S. 85	
	$\left\{ \begin{array}{l} P_g = 5\,450 \text{ ,,} \\ P_p = 3\,040 \text{ ,,} \end{array} \right.$

Max. Auflagerdruck der Stütze des Rahmens
(siehe S. 88) $V_{\max}^A = 104\,610 \text{ ,,}$
Deckenauflast über dem Erdgeschoß:

$$\text{ständige Last: } \frac{4,185}{2} \cdot 4,27 \cdot 425 + \frac{1,97}{2} \cdot 4,27 \cdot 470 = 5\,780 \text{ ,,}$$

$$\text{Nutzlast: } \frac{4,185}{2} \cdot 4,27 \cdot 420 + \frac{1,97}{2} \cdot 4,27 \cdot 325 \text{ . . .} = 5\,130 \text{ ,,}$$

$$\text{Unterzug: } 60/120; \frac{1,97}{2} = 0,985 \text{ m lang} = 1\,700 \text{ ,,}$$

$$\text{Eigengewicht der Stütze: } 80/80; 5,10 \text{ m lang . . .} = 7\,850 \text{ ,,}$$

Deckenauflast über dem Kellergeschoß:

$$\text{ständige Last: } \frac{4,185}{2} \cdot 4,27 \cdot 418 + \frac{1,97}{2} \cdot 4,27 \cdot 470 \text{ .} = 5\,720 \text{ ,,}$$

$$\text{Nutzlast: } \frac{4,185}{2} \cdot 4,27 \cdot 325 + \frac{1,97}{2} \cdot 4,27 \cdot 325 \text{ . . .} = 4\,270 \text{ ,,}$$

$$\text{Unterzug: } 40,5/70; \frac{1,97}{2} = 0,985 \text{ m lang} = 670 \text{ ,,}$$

$$\text{Eigengewicht der Stütze: } 80/80; 3,75 \text{ m lang . . .} = 5\,750 \text{ ,,}$$

Auflast der starken Außenstütze (80/80) in Höhe des

$$\text{Kellerfußbodens} = 188\,690 \text{ kg}$$

zusammen $\cong 188,70 \text{ t.}$

Die zentrischen Lasten der kleineren Innensäulen erhalten wir nach den gleichen Gesichtspunkten wie vor.

Deckenauflast über dem Erdgeschoß:

$$\text{ständige Last: } \left(\frac{17,35}{2} - \frac{1,97}{2} \right) \cdot 4,27 \cdot 470 \dots = 15\,450 \text{ kg}$$

$$\text{Nutzlast: } 7,69 \cdot 4,27 \cdot 325 \dots = 10\,680 \text{ ,,}$$

$$\text{Unterzug: } 40,5/100; 769 \text{ m lang} \dots = 7\,480 \text{ ,,}$$

$$\text{Eigengewicht der Säule: } 40,5/40,5; 5,10 \text{ m lang} \dots = 2\,000 \text{ ,,}$$

Deckenauflast über dem Kellergeschoß:

$$\text{ständige Last: } \left(\frac{1,97 + 4,855}{2} \right) \cdot 4,27 \cdot 470 \dots = 6\,850 \text{ ,,}$$

$$\text{Nutzlast: } 3,4125 \cdot 4,27 \cdot 325 \dots = 4\,750 \text{ ,,}$$

$$\text{Unterzug: } 25/55; 3,4125 \text{ m lang} \dots = 1\,130 \text{ ,,}$$

$$\text{Eigengewicht der Säule: } 40,5/40,5; 3,75 \text{ m lang} \dots = 4\,180 \text{ ,,}$$

Auflast der inneren kleinen Säule in Höhe des Keller-

$$\text{fußbodens} \dots = 49\,820 \text{ kg}$$

$$\text{zusammen } \cong 50,00 \text{ t.}$$

Eigengewicht des gemeinsamen Stützenfußbodens:

$$1,40 \cdot 3,20 \cdot 0,50 \cdot 2,20 \dots = 4\,940 \text{ kg}$$

Eigengewicht der gemeinsamen durchgehenden Fundament-

$$\text{platte: } 4,27 \cdot 4,40 \cdot 0,50 \cdot 2,20 \dots = 20\,700 \text{ ,,}$$

Eigengewicht des gemeinsamen Fundamentes = 25 640 kg

$$\text{zusammen } \cong 25,64 \text{ t.}$$

Die graphische Untersuchung des Säulenfundamentes in Fig. 16 c ergibt:

$$\sigma_m = \frac{P}{F} = \frac{264\,340}{440 \cdot 427} = 1,405 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma^l = 2,30 \text{ kg/qcm}; \quad \sigma_m = 1,40 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma^r = 0,50 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Bodenpressungen bleiben für guten Baugrund in zulässigen Grenzen.

Wenn der gute Baugrund zwar in geringer Tiefe liegt, aber nur wenig Mächtigkeit besitzt, oder wenn man größere Erdbewegungen vermeiden will, dann wählt man zweckmäßig ein Eisenbetonfundament, das infolge seiner Biegungsfestigkeit eine geringere Stärke erfordert.

Handelt es sich um eine rechteckige Platte nach Fig. 16 d, so berechnet man die Platte $abcd$ von der Stärke d_1 als von dem Balken $efgh$ von der Stärke d_2 belastet. Die kürzeren Eiseneinlagen sind also abhängig von dem Maß der Ausladung e_1 und gehören zur Platte $abcd$, die längeren Eisen gehören zum Balken $efgh$; maßgebend für sie ist die Ausladung e_2 .

eine Verbreiterung des Stützenfußes wird die Ausladung e kleiner. Der Zusammenhang der vier Trapezstücke in den Diagonallinien kann dadurch berücksichtigt werden, daß man das Angriffsmoment auf die Diagonale des Stützenfußes berechnet. Daraus läßt sich dann auch

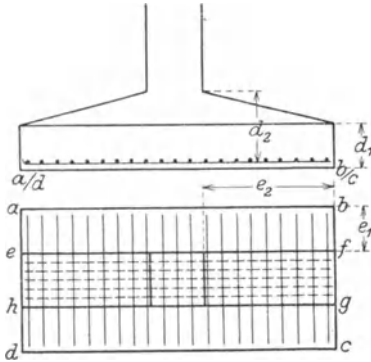


Fig. 16d.

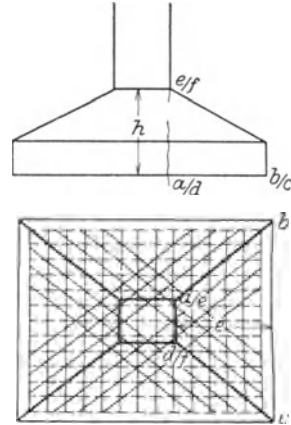


Fig. 16e.

die Gesamtfläche der in einem Diagonalschnitt notwendigen Eisen- einlagen berechnen. Die Verteilung der Eisen ist parallel zu den Seiten und den Diagonalen.

Wir haben der bisherigen Untersuchung nur den Querschnitt nach Fig. 15a zugrunde gelegt mit $B = 427 \text{ cm} < \frac{l}{4}$. Für den dort dargestellten Querschnitt mit $h = 160 \text{ cm}$ erhält man für das Trägheitsmoment des vollen Betonquerschnittes (ohne Eisen!):

Für den Riegel:

$$\begin{aligned} \text{Fläche: } 427 \cdot 14 &= 5978 \text{ cm}^2 \\ + 80 \cdot 146 &= 11680 \text{ „} \\ \hline &17658 \text{ cm}^2; \end{aligned}$$

$$\text{Stat. Moment: } 5987 \cdot \frac{14}{2} = 41846 \text{ cm}^3$$

$$+ 11680 \cdot \left(14 + \frac{146}{2}\right) = 1016160 \text{ „}$$

$$\underline{S = 1058006 \text{ cm}^3;}$$

$$x = \frac{S}{F} = \frac{1\,508\,006}{17\,658} = 60 \text{ cm};$$

$$J_R = \frac{427 \cdot 60^3}{3} - \frac{(427 - 80) \cdot (60 - 14)^3}{2} + \frac{80 \cdot (160 - 60)^3}{3} = 0,462 \text{ m}^4.$$

Für die Stütze:

$$J_R = \frac{80 \cdot 80^3}{12} = 0,0341 \text{ m}^4;$$

Sonach wird: $k_1 = \frac{J_R}{J_s} \cdot \frac{h}{l} = \frac{0,4622}{0,0341} \cdot \frac{9,30}{17,35} = 7,27.$

Unter Vernachlässigung des Betonzugteiles war:

$$J_{RII} = 0,3014 \text{ m}^4$$

mit $J_s = 0,0513 \text{ m}^4$ wird $k_2 = 3,15.$

Wählen wir den Querschnitt des Riegels nach Fig. 17a, so ergibt sich für den vollen Betonquerschnitt:

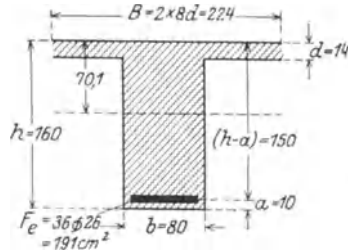


Fig. 17 a.

$$\begin{aligned} \text{Fläche:} \quad & 224 \cdot 14 = 3136 \text{ cm}^2 \\ & + 80 \cdot 146 = 11680 \text{ ,,} \\ & \hline & 14816 \text{ cm}^2; \\ S = 224 \cdot \frac{14}{2} & = 1568 \text{ cm}^3 \\ & + 11680 \cdot \left(14 + \frac{146}{2}\right) = 1016160 \text{ ,,} \\ & \hline & 1038112 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$x = \frac{S}{F} = \frac{1038112}{14816} = 70,1 \text{ cm};$$

$$\begin{aligned} J_R &= \frac{224 \cdot 70,1}{3} - \frac{(224 - 80) \cdot (70,1 - 14)^3}{3} + \frac{80 \cdot (160 - 70,1)^3}{3} \\ &= 36570000 \text{ cm}^4 = 0,3657 \text{ m}^4. \end{aligned}$$

Mit $J_s = 0,0341$ wird $k_3 = 5,74.$

Unter Vernachlässigung des ganzen Betonteiles war

$$x = 50,6 \text{ cm};$$

$$\begin{aligned} J_{RII} &= \frac{224 \cdot 50,6^3}{3} - \frac{144 (50,6 - 14)^3}{3} + 10 \cdot 191 \cdot (150 - 50,6)^2 \\ &= 26230000 \text{ cm}^4 = 0,2623 \text{ m}^4; \end{aligned}$$

mit $J_s = 0,0513$ wird $k_4 = 2,74.$

Bei der Annahme des Riegelquerschnittes nach Fig. 17b mit $h = 120 \text{ cm}$, $B - e = 427 \text{ cm}$, der der Ausführung zugrunde gelegt wurde, ergibt sich für den vollen Betonquerschnitt ohne Eisen:

$$\begin{aligned} \text{Fläche: } 427 \cdot 14 &= 5\,978 \text{ cm}^2 \\ + 80 \cdot 106 &= 8\,480 \text{ ,,} \\ \hline &14\,458 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$S = 5978 \cdot \frac{14}{2} = 41\,846 \text{ ,,}$$

$$\begin{aligned} + 8480 \cdot \left(14 + \frac{106}{2}\right) &= 568\,160 \text{ ,,} \\ \hline &610\,006 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$x = \frac{S}{F'} = \frac{610\,006}{14\,458} = 42,2 \text{ cm};$$

$$\begin{aligned} J_R &= \frac{427 \cdot 42,2^3}{3} - \frac{(427 - 80)(42,2 - 14)^3}{3} + \frac{80 \cdot (120 - 42,2)^3}{3} \\ &= 20\,600\,000 \text{ cm}^4 = 0,2060 \text{ m}^4. \end{aligned}$$

Mit $J_s = 0,0341 \text{ m}^4$ wird $k_5 = 3,24$.

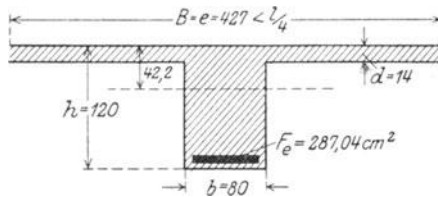


Fig. 17 b.

Unter Vernachlässigung des Betonzugteiles bei demselben Querschnitt mit den gewählten Eiseneinlagen von $F_e = 287 \text{ cm}^2$ wird nach Gl. (33), Bd. I $x = 38,6 \text{ cm}$:

$$\begin{aligned} J_{RH} &= \frac{427 \cdot 38,6^3}{3} - \frac{(427 - 80) \cdot (38,6 - 14)^3}{3} + 10 \cdot 287 \cdot (112 - 38,6)^2 \\ &= 21\,930\,000 \text{ cm}^4 = 0,2193 \text{ m}^4. \end{aligned}$$

Mit $J_s = 0,0536$ wird $k_6 = 2,19$.

Mit den vorstehend ermittelten Werten für die Verhältniszahlen k unter den verschiedenen Querschnittsannahmen für den Zweigelenrahmen erhält man folgende Momente und Horizontalschübe:

Die Einzellast P am Querriegel gibt unter der Wirkung des Stützendruckes der linken Stütze infolge der ständigen Last $Pg = 25,63 \text{ t}$:

$$H^A = H^B = + \frac{3 \cdot P \cdot a \cdot b}{2h \cdot l (2k + 3)};$$

für $k_1 = 7,27$ wird:

$$H^A = H^B = \frac{3 \cdot 25,63 \cdot 5,2 \cdot 12,15}{2 \cdot 9,3 \cdot 17,35 (2 \cdot 7,27 + 3)} = + 0,859 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = -h \cdot H = -9,30 \cdot 0,859 = -7,99 \text{ mt};$$

$$M^m = \frac{17,35}{2} \cdot 93,4 - 7,99 = 66,75 - 7,99 = + 58,76 \text{ mt};$$

für $k_2 = 3,15$ wird:

$$H^A = H^B = + 1,62 \text{ t}; \quad M^C = M^D = - 15,06 \text{ mt}; \quad M^m = + 51,69 \text{ mt};$$

für $k_4 = 2,74$:

$$H = H = + \frac{3 \cdot 25,63 \cdot 5,2 \cdot 12,15}{2 \cdot 9,3 \cdot 17,35 \cdot (2 \cdot 2,74 + 3)} = + 1,775 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = - 9,30 \cdot 1,775 = - 16,50 \text{ mt}; \quad M^m = + 50,25 \text{ mt};$$

für $k_5 = 3,24$:

$$H^A = H^B = + \frac{3 \cdot 25,63 \cdot 5,2 \cdot 12,15}{2 \cdot 9,3 \cdot 17,35 (2 \frac{3}{4} \cdot 3,24 + 3)} = + 1,590 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = - 14,80 \text{ mt}; \quad M^m = + 51,95 \text{ mt};$$

für $k_6 = 2,19$:

$$H^A = H^B = + \frac{3 \cdot 25,63 \cdot 5,2 \cdot 12,15}{2 \cdot 9,3 \cdot 17,35 \cdot (2 \cdot 2,19 + 3)} = + 2,042 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = - 19,00 \text{ mt}; \quad M^m = + 47,75 \text{ mt}.$$

Infolge der Nutzlast $Pp = 7,475 \text{ t}$ werden:

für $k_1 = 7,27$:

$$H^A = H^B = + 0,250 \text{ t}; \quad M^C = M^D = - 2,325 \text{ mt};$$

$$M^m = \frac{17,35}{2} \cdot 27,225 - 2,325 = + 17,135 \text{ mt};$$

für $k_2 = 3,15$:

$$H^A = H^B = + 0,472 \text{ t}; \quad M^C = M^D = - 4,39 \text{ mt}; \quad M^m = + 15,07 \text{ mt};$$

für $k_3 = 5,75$:

$$H^A = H^B = + 0,304 \text{ t}; \quad M^C = M^D = - 2,83 \text{ mt}; \quad M^m = + 16,63 \text{ mt};$$

für $k_4 = 2,74$:

$$H^A = H^B = + 0,518 \text{ t}; \quad M^C = M^D = - 4,81 \text{ mt}; \quad M^m = + 14,65 \text{ mt};$$

für $k_5 = 3,24$:

$$H^A = H^B = + 0,464 \text{ t}; \quad M^C = M^D = - 4,31 \text{ mt}; \quad M^m = + 15,15 \text{ mt};$$

für $k_6 = 2,19$:

$$H^A = H^B = + 0,596 \text{ t}; \quad M^C = M^D = - 5,54 \text{ mt}; \quad M^m = + 13,92 \text{ mt}.$$

Die gleichmäßig verteilte Belastung des Querriegels bei der ständigen Last $g = 4,70$ t/m gibt:

$$H^A = H^B = \frac{gl^2}{4h(2k+3)};$$

für $k_1 = 7,27$:

$$H = \frac{4,70 \cdot 17,35^2}{4 \cdot 9,3 \cdot (2 \cdot 7,27 + 3)} = +2,168 \text{ t};$$

$$M^C = M^D = -9,30 \cdot 2,168 = -20,18 \text{ mt};$$

$$M = \frac{4,70 \cdot 17,35^2}{8} - 20,18 = 177,0 - 20,18 = +156,82 \text{ mt};$$

für $k_2 = 3,15$:

$$H = +4,09 \text{ t}; \quad M^C = M^D = -38,05 \text{ mt}; \quad M^m = +138,95 \text{ mt};$$

für $k_3 = 5,74$:

$$H = +2,63 \text{ t}; \quad M^C = M^D = -24,55 \text{ mt}; \quad M^m = +152,55 \text{ mt};$$

für $k_4 = 2,74$:

$$H = +4,49 \text{ t}; \quad M^C = M^D = -41,70 \text{ mt}; \quad M^m = +135,30 \text{ mt};$$

für $k_5 = 3,24$: $g = 3,93$ t/m (siehe vorige Seite); es wird damit:

$$H = \frac{3,93 \cdot 17,35^2}{4 \cdot 9,3 \cdot (2 \cdot 3,93 + 3)} = +3,36 \text{ t}; \quad M^C = M^D = -31,20 \text{ mt};$$

$$M = \frac{3,93 \cdot 17,35^2}{8} - 31,20 = 147,88 - 31,20 = +116,68 \text{ mt};$$

für $k_6 = 2,19$: $H = +4,31$ t;

$$M^C = M^D = -40,10 \text{ mt}; \quad M^m = +107,78 \text{ mt}.$$

Für gleichmäßig verteilte Nutzbelastung $p = 1,39$ t/m werden:

für $k_1 = 7,27$:

$$H = +0,642 \text{ t}; \quad M^C = M^D = -5,965 \text{ mt}; \quad M^m = +46,335;$$

für $k_2 = 3,15$:

$$H = +1,21 \text{ t}; \quad M^C = M^D = -11,25 \text{ mt}; \quad M^m = +41,05;$$

für $k_3 = 5,74$:

$$H = +0,779 \text{ t}; \quad M^C = M^D = -7,24 \text{ mt}; \quad M^m = +45,06;$$

für $k_4 = 2,74$ t:

$$H = +1,328 \text{ t}; \quad M^C = M^D = -12,34 \text{ mt}; \quad M^m = +39,96;$$

für $k_5 = 3,24$:

$$H = +1,188 \text{ t}; \quad M^C = M^D = -11,03 \text{ mt}; \quad M^m = +41,27;$$

für $k_6 = 2,19$:

$$H = +1,525 \text{ t}; \quad M^C = M^D = -14,18 \text{ mt}; \quad M^m = +38,12.$$

Die Konsolbelastung der linken Säule mit dem Kragmoment infolge ständiger Konsollast: $M_{Kg} = 30,23$ mt:

$$H^A = H^B = M_K \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{k \cdot (h^2 - a^2) + h^2}{h^3 \cdot (2k + 3)} = M_K \cdot 1,5 \cdot \frac{k \cdot 77,79 + 86,49}{804,36 \cdot (2k + 3)},$$

für $k_1 = 7,27$ wird:

$$H = + 2,09 \text{ t}; \quad M^C = + 10,80; \quad M^D = - 19,43; \quad M^m = - 4,315;$$

für $k_2 = 3,15$ wird:

$$H = + 2,01 \text{ t}; \quad M^C = + 11,54; \quad M^D = - 18,69; \quad M^m = - 3,575;$$

für $k_3 = 5,74$ wird:

$$H = + 2,072 \text{ t}; \quad M^C = + 10,98; \quad M^D = - 19,25; \quad M^m = - 4,135;$$

für $k_4 = 2,74$ wird:

$$H = + 1,990 \text{ t}; \quad M^C = + 11,73; \quad M^D = - 18,50; \quad M^m = - 3,385;$$

für $k_5 = 3,24$ wird:

$$H = + 2,015 \text{ t}; \quad M^C = + 11,51; \quad M^D = - 18,72; \quad M^m = - 3,605;$$

für $k_6 = 2,19$ wird:

$$H = + 1,962 \text{ t}; \quad M^C = + 11,99; \quad M^D = - 18,24; \quad M^m = - 3,125.$$

Infolge Nutzbelastung der Konsole mit $M_{Kp} = 10,28$ mt werden:

für $k_1 = 7,27$:

$$H = + 0,0711; \quad M^C = + 3,67; \quad M^D = - 6,61; \quad M^m = - 1,47;$$

für $k_2 = 3,15$:

$$H = + 0,686; \quad M^C = + 3,90; \quad M^D = - 6,38; \quad M^m = - 1,24;$$

für $k_3 = 5,74$:

$$H = + 0,705; \quad M^C = + 3,72; \quad M^D = - 6,56; \quad M^m = - 1,42;$$

für $k_4 = 2,74$:

$$H = + 0,677; \quad M^C = + 3,98; \quad M^D = - 6,30; \quad M^m = - 1,16;$$

für $k_5 = 3,24$:

$$H = + 0,687; \quad M^C = + 3,89; \quad M^D = - 6,39; \quad M^m = - 1,25;$$

für $k_6 = 2,19$:

$$H = + 0,667; \quad M^C = + 4,08; \quad M^D = - 6,20; \quad M^m = - 1,06.$$

Auf beistehender Zusammenstellung sind für die verschiedenen Annahmen für k_1 bis k_6 die Größtwerte der Momente und Horizontalschübe bei ungünstigster Vollbelastung ermittelt.

Wir ersehen aus dieser Zusammenstellung den Einfluß der Verhältniszahlen k auf den Horizontalschub H , die Größtmomente M^m

Zusammenstellung der Momente und Horizontalschübe unter Berück-

Riegelquerschnitt Querschnitt Fig. 15 a $h=160$ m; $b=80$ cm; $d=14$ cm; $B=427$		Querschnitt							
Verhältniszahl k		$k_1=7,27$			$k_2=3,15$			$k_3=5,74$	
Querschnittsstelle		$\frac{M^C}{M^D}$	M^m	H	$\frac{M^C}{M^D}$	M^m	H	$\frac{M^C}{M^D}$	M^m
Ständige Last	Einzellast P_p^l links.	- 7,99	+ 58,76	+ 0,859	- 15,06	+ 51,69	+ 1,62	- 9,68	+ 57,07
	Einzellast P_p^r rechts	- 7,99	+ 58,76	+ 0,859	- 15,06	+ 51,69	+ 1,62	- 9,68	+ 57,07
	Gleichmäßig ver- teilte ständige Be- lastung	-20,18	+156,82	+ 2,168	- 38,05	+138,95	+ 4,09	-24,45	+152,55
	Kragmoment links.	+10,80	- 4,315	+ 2,09	+ 11,54	- 3,575	+ 2,01	+10,98	- 4,135
	Kragmoment rechts	-19,43	- 4,315	+ 2,09	- 18,69	- 3,575	+ 2,01	-19,25	- 4,135
Gesamtwerte infolge ständiger Belas- tung		-44,79	+265,71	+ 8,066	- 75,32	+235,18	+11,35	-52,08	+258,42
Nutzlast	Einzellast P_p^l links.	- 2,325	+ 17,135	+ 0,250	- 4,39	+ 15,07	+ 0,472	- 2,83	+ 16,63
	Einzellast P_p^r rechts	- 2,325	+ 17,135	+ 0,250	- 4,39	+ 15,07	+ 0,472	- 2,83	+ 16,63
	Gleichmäßig ver- teilte Nutzlast des Riegels	- 5,965	+ 46,335	+ 0,642	- 11,25	+ 41,05	+ 1,21	- 7,24	+ 45,06
	Kragmoment links.	+ 3,67	- 1,47	+ 0,711	+ 3,90	- 1,24	+ 0,686	+ 3,72	- 1,42
	Kragmoment rechts	- 6,61	- 1,47	+ 0,711	- 6,38	- 1,24	+ 0,686	- 6,56	- 1,42
Größtwerte infolge veränderlicher Be- lastung		-17,225	+ 80,605	+ 2,564	- 26,41	+ 71,19	+ 3,526	-19,46	+ 78,32
Abs. Größtwerte bei Vollbelastung . .		-62,015	+346,315	+10,630	-101,73	+306,37	+14,876	-71,54	+336,74
Abs. Kleinstwerte bei Vollbelastung.		-41,120	+262,77	+ 8,066	-71,420	+232,70	+11,350	-48,36	+255,58

in Riegelmitte und die negativen Einspannmomente M^C und M^D . Einer Vergrößerung der Bieugungsmomente in Riegelmitte entspricht eine Verkleinerung des Horizontalschubes H und dementsprechend auch der Einspannmomente.

Mit Hilfe der Zusammenstellung wollen wir für einige Fälle den Spannungsnachweis beim Querschnitt in Riegelmitte untersuchen.

Untersuchen wir vorerst den Querschnitt nach Fig. 15a bei Annahme der vollen Betonquerschnitte im Riegel und in den Stützen mit $k_1 = 7,27$ und $M_{\max}^m = + 346,315$ mt und $J_R = 0,4622$ cm⁴, werden:

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{J} = \frac{34631500 \cdot 52,0}{46220000} = 39 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_{bz} = 0,5 \cdot \frac{34631500 \cdot 108}{46220000} = 36,7 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_{ez} = 7 \cdot \frac{34631500 \cdot (150 - 52)}{46220000} = 735 \text{ kg/qcm}.$$

Vernachlässigt man den Betonzugteil im Riegelquerschnitt und wählt

sichtigung der verschiedenen Querschnitte und ihrer Trägheitsmomente.

Fig. 17 a $\lambda=160$ cm; $b=80$ cm; $d=14$ cm; $B=224$ cm.									
$k_4=2,74$			$k_5=3,24$			$k_6=2,19$			
H	$\frac{M^C}{M^D}$	M^m	H	$\frac{M^C}{M^D}$	M^m	H	$\frac{M^C}{M^D}$	M^m	H
+ 1,04	-16,50	+ 50,25	+ 1,775	-14,80	+ 51,95	+ 1,59	- 15,53	+ 51,22	+ 1,67
+ 1,04	-16,50	+ 50,25	+ 1,775	-14,80	+ 51,95	+ 1,59	- 15,53	+ 51,22	+ 1,67
+ 2,63	-41,70	+ 135,30	+ 4,49	-31,20	+ 116,68	+ 3,36	- 40,10	+ 107,78	+ 4,31
+ 2,072	+ 11,73	- 3,385	+ 1,990	+ 11,51	- 3,605	+ 2,015	+ 11,99	- 3,125	+ 1,962
+ 2,072	-18,50	- 3,385	+ 1,990	-18,72	- 3,605	+ 2,015	- 18,24	- 3,125	+ 1,962
+ 8,854	-81,47	+ 229,03	+ 12,020	- 68,01	+ 213,37	+ 10,570	- 77,41	+ 203,97	+ 11,574
+ 0,304	- 4,81	+ 14,65	+ 0,518	- 4,31	+ 15,15	+ 0,464	- 5,54	+ 13,92	+ 0,596
+ 0,304	- 4,81	+ 14,65	+ 0,518	- 4,31	+ 15,15	+ 0,464	- 5,54	+ 13,92	+ 0,596
+ 0,779	-12,34	+ 39,96	+ 1,328	-11,03	+ 41,27	+ 1,188	- 14,18	+ 38,12	+ 1,525
+ 0,705	+ 3,98	- 1,16	+ 0,677	+ 3,89	- 1,25	+ 0,687	+ 4,08	- 1,06	+ 0,667
+ 0,705	- 6,30	- 1,16	+ 0,677	- 6,39	- 1,25	+ 0,687	- 6,20	- 1,06	+ 0,667
+ 2,797	-18,26	+ 69,26	+ 2,718	-26,04	+ 71,57	- 3,490	- 31,46	+ 65,96	+ 3,051
+ 11,651	-99,73	+ 298,29	+ 14,738	- 94,05	+ 284,94	+ 14,060	- 108,87	+ 269,93	+ 14,625
+ 8,854	- 77,49	+ 226,71	+ 12,020	- 64,12	+ 210,87	+ 10,570	- 73,33	+ 201,85	+ 11,574

den Stützenquerschnitt 80/80 mit $F_e = F_e' = 15 \text{ } \emptyset 26$, so ist mit $k_2 = 3,15$; $M_{max}^m = + 306,37$ mt;

$$\sigma_{b d} = \frac{30\,637\,000 \cdot 38,8}{30\,140\,000} = 39,5 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_{e z} = 10 \cdot \frac{30\,637\,000 \cdot (150 - 38,8)}{30\,140\,000} = 1125 \text{ kg/qcm}.$$

Der letzte Fall entspricht den endgültig bei der Berechnung gewählten Abmessungen mit $B = 427$ cm.

Nimmt man die mitwirkende Plattenbreite $B = 2 \cdot 8 d = 16 \cdot 14 = 224$ cm nach Fig. 17 a, so erhält man unter den gleichen Gesichtspunkten wie vorher bei vollem Betonquerschnitt:

$$k_3 = 5,74; \quad M_{max}^m = + 336,74 \text{ mt}.$$

Unter Vernachlässigung des geringen Betonzugquerschnittes ist

$$J_{R II} = 0,2623 \text{ m}^4; \quad \sigma_{b d} = 66,6 \text{ kg/qcm}; \quad \sigma_{e z} = 917 \text{ kg/qcm},$$

für den endgültigen Stützenquerschnitt 80/80 und $F_e = F_e' = 15 \text{ } \emptyset 26$ wird:

$$k_4 = 2,74; \quad M_{max}^m = + 298,29 \text{ mt}.$$

Es wird sodann:

$$\sigma_{bd} = \frac{29829000 \cdot 50,6}{26230000} = 57,5 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{29829000 \cdot (150 - 50,6)}{26230000} = 1130 \text{ kg/qcm}.$$

Für den in Fig. 17b aufgezeichneten Querschnitt von $80 \cdot 120$ cm und einer wirksamen Plattenbreite von 427 cm erhalten wir bei Annahme des Trägheitsmomentes des Riegelquerschnittes unter Vernachlässigung des Betonzugteiles und des Stützenquerschnittes 80/80 und $F_e = F_e' = 15 \text{ } \emptyset 26$:

für $k_4 = 3,24$;

$$M_{max}^m = + 284,94 \text{ tm}; \quad \sigma_{bd} = 50,2 \text{ kg/qcm}; \quad \sigma_{ez} = 955 \text{ kg/qcm};$$

für $k_3 = 2,19$; $M_{max}^m = 269,93 \text{ mt}$;

$$\sigma_{bd} = \frac{26993000 \cdot 38,6}{21930000} = 47,5 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{26993000 \cdot (12 - 38,6)}{21930000} = 905 \text{ kg/cm}^2.$$

Die vorstehend ausgearbeiteten Spannungsnachweise mit Hilfe der verschiedenen Verhältniszahlen k lassen folgendes erkennen:

Nimmt man die vollen Betonquerschnitte für Riegel und Stützen an, wie dies für die erste Berechnung allgemein üblich ist, so werden die Spannungen im Eisen und Beton weit größer, als wenn man die Eiseneinlagen mit in Rechnung stellt. Sonach ist im ersten Falle eine weniger wirtschaftliche Ausnutzung des Materials zu warten.

Es ist ferner unwirtschaftlich, wenn man die mitwirkenden Plattenbreiten B nach den Vorschriften mit $2 \cdot 8 d$ annimmt, wie dies an dem vorletzten Beispiel gezeigt wird, wo die Spannungen im Beton die zulässigen überschreiten, während bei der Annahme

$$B = 427 \text{ cm} < \frac{l}{4}$$

die Druckspannungen im Beton innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben.

Bei einer guten Querbewehrung und -versteifung zur Riegelachse läßt sich die Mitwirkung der Platte auf die ganze Breite $B = \frac{l}{4}$ eher rechtfertigen als bei unversteiften Querschnitten, die den Versuchen zugrunde lagen.

Die Annahmen eines gleichbleibenden mittleren Trägheitsmomentes für den Riegel, ebenso wie die Annahme der Mittellinie

als statische Achse ist im vorliegenden Falle ausreichend genau, wenn man bedenkt, wie sich die Trägheitsmomente und Momente ändern, je nachdem man den vollen Querschnitt oder nur einen Teil des auf Zug beanspruchten Querschnittes als mitwirkend annimmt.

Der der Ausführung zugrunde gelegte niedere Querschnitt 80×120 cm, wie ihn der Architekt des Baues verlangte, ist unwirtschaftlich wegen des großen Eisenquerschnittes. Für diesen müssen außerdem noch starke Profileisen verwendet werden, was auf das Zusammenwirken ungünstig wirkt.

Da im Riegel außer dem Biegemoment noch eine Normalkraft wirkt, die gleich ist dem jeweils auftretenden Horizontalschub, so erfahren streng genommen die ermittelten Betondruckspannungen aus der Biegungsbeanspruchung noch eine geringe Erhöhung, die sich aus dem zweiten Glied der Gleichung $\sigma = \frac{M \cdot e}{J} + \frac{N}{F}$ ergibt.

So wird sich z. B. die auf S. 123 ermittelte Betondruckspannung $\sigma_{bd} = 40,0$ kg/qcm durch die Normalkraft in diesem Falle $N = H = 13,662$ t vergrößern.

Mit dem in Fig. 15a dargestellten Querschnitt

$$F = 160 \cdot 80 + 347 \cdot 14 + 10 \cdot 191 = 19568 \text{ cm}^2$$

wird:

$$\sigma_{bd} = \frac{N}{F} = \frac{13\,662}{19\,568} = 0,7 \text{ kg/cm}^2$$

und damit

$$\sigma_{bd \max} = 40,0 + 0,7 = 40,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir sehen demnach, daß die Materialbeanspruchung infolge der Wirkung der Normalkraft nur eine verschwindend kleine Erhöhung erfährt und deshalb eine Vernachlässigung derselben gerechtfertigt erscheint.

Richtlinien für den Entwurf.

In Zusammenfassung der durchgeführten statischen Untersuchungen ergeben sich folgende Rückschlüsse:

Es galt hier einen Raum frei, ohne Zwischenstützen, zu überspannen von den Ausmaßen $18,15 \times 17,88$ m. Da eine Einteilung in 3 Feldern eine zu große Binderentfernung (5,70 m), eine solche in 5 Feldern eine zu enge Binderstellung (3,42 m) ergeben hätte, so wurde eine zwischen diesen Werten liegende Vierteilung zur Ausführung gewählt.

Da aus raumtechnischen Gründen ein Zwei- oder Dreigelenkbogen, nach der Stützlinie geformt, nicht in Frage kam, so konnte nur ein Rechteckrahmen, eingespannt oder mit Fußgelenken, in Betracht gezogen werden. Wie bereits bemerkt wurde, gibt die Fußsainnung

in dem Falle der sehr großen Belastung des weitgespannten Riegels und der verhältnismäßig wenig steifen Pfosten keine wesentlich kleineren Momente gegenüber derjenigen des Zweigelenkrahmens, so daß eine Verkleinerung der Querschnitte durch die Einspannung nicht erreicht wird. Außerdem ist noch zu berücksichtigen, daß eine vollkommene Einspannung bei der in Frage stehenden Konstruktion gar nicht möglich ist, da die Pfostenfüße sich auf eine Rahmenecke aufsetzen und so nur eine elastische Einspannung gewährleistet ist.

Was die erste Annahme der Querschnittsabmessungen des Riegels betrifft, so wird man zuerst die infolge der Auflasten und der Eigengewichts- und Nutzbelastung hervorgerufenen Momente des freiaufliegenden Trägers ermitteln und die Verkleinerung der tatsächlichen Momente des Riegels durch die Wirkung der Einspannung durch Senkung der Schlußlinie schätzungsweise berücksichtigen und danach den Querschnitt für die erste Annahme wählen. Ähnlich verfahren wir bei der Dimensionierung der Pfosten. Die in ihnen wirkende Normalkraft läßt sich auf Grund der Auflasten aus den darüberliegenden Stockwerken ermitteln und für das in den Stützen auftretende Moment im Mittel die Hälfte des durch die Senkung der Schlußlinie im Riegel entstehende „Einspannungsmoment“ zur erstmaligen Querschnittsbestimmung benutzen.

Für den Riegel ergibt sich, wenn er als freiaufliegender Träger betrachtet wird, ein Moment, das folgendermaßen ermittelt wird unter Annahme der vorher berechneten Lasten:

Die Stützdrücke als Einzellasten geben für die ständige Last $P_g = 25,63$ t.

$$\mathfrak{M}_{P_g} = \frac{P b a}{l} = \frac{25,63 \cdot 12,15 \cdot 5,20}{17,35} \text{ (siehe Fig. 8b) } = 93,4 \text{ tm.}$$

Für die veränderliche Last $P_p = 7,475$ t erhält man:

$$\mathfrak{M}_{P_p} = \frac{7,475 \cdot 12,15 \cdot 5,20}{17,35} = 27,225 \text{ tm.}$$

Daraus ergibt sich in Riegelmitte:

$$\mathfrak{M}_{P_g}^m = \frac{l}{b} 93,40 = 66,75 \text{ tm; } \mathfrak{M}_{P_p}^m = \frac{17,35}{2 \cdot 12,15} = 19,46 \text{ mt.}$$

Für die gleichmäßig verteilte Belastung werden:

$$\mathfrak{M}_g^m = \frac{g l^2}{8}; \text{ für } g = 4,7 \text{ tm wird } \mathfrak{M}_g^m = 177,0 \text{ mt;}$$

$$\mathfrak{M}_p^m = \frac{p l^2}{8}; \text{ für } p = 1,39 \text{ tm wird } \mathfrak{M}_p^m = 52,30 \text{ mt.}$$

Der Einfluß der Galerie- (Konsol-) Belastung auf die Momente in Riegelmitte ist nur gering, weshalb er hier unberücksichtigt bleiben kann.

Sonach ergibt sich das Größtmoment in Riegelmitte überschlägig:

$$\mathfrak{M}^m = 2(66,75 + 19,46) + 177 + 52,30 \cong 402 \text{ mt.}$$

Nehmen wir die elastische Einspannung als ein Viertel der vollständigen Einspannung an:

$$M^e = \frac{1}{4} \frac{q l^2}{12},$$

so wird das Moment in Riegelmitte:

$$M^m = \frac{q l^2}{8} - \frac{q l^2}{4 \cdot 12} = \frac{5}{6} - \frac{q l^2}{8} = \frac{5}{6} \mathfrak{M}^m = \frac{5}{16} 402 = 335 \text{ mt.}$$

Das Einspannmoment wird:

$$M^C = M^m - \mathfrak{M}^m = 335 - 402 = -67 \text{ mt.}$$

Mit Hilfe der so ermittelten Momentengrößen wird man die erste Annahme für die Ausbildung des Querschnittes in Riegelmitte machen.

Gegeben ist die Deckenstärke ($d = 14 \text{ cm}$) und die mitwirkende Plattenbreite wird $B = e = 4,27 \text{ m} < \frac{l}{4}$ angenommen.

Nunmehr wird mit Rücksicht auf die geforderte geringste Konstruktionshöhe angenommen, daß die zulässigen Spannungen im Beton $\sigma_{ba} = 45 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$ sind. Bildet man

$$\mu = \frac{\sigma_e}{\sigma_{ba}} = 30,$$

so wird

$$s_2 = \frac{n}{n + \mu} = \frac{10}{40} = 0,267.$$

Schätzt man noch

$$s_1 = \frac{d}{h'} = 0,10,$$

so erhält man unter Benutzung der Zusammenstellung IV auf S. 52:

$$h' = r_2 \sqrt{\frac{M}{B}} = 0,534 \sqrt{\frac{33500000}{427}} = 150 \text{ cm};$$

$$Fe = \varphi B h' = 0,00307 \cdot 427 \cdot 150 = 197 \text{ cm}^2.$$

Die Stegbreite b wird im Verhältnis zu h so gewählt, daß für die Eisenlagen eine gute Verteilung möglich ist. Wählt man $36 \text{ } \varnothing 26 \text{ mm}$, so wird eine Breite b mindestens 80 cm angenommen werden müssen.

Betrachten wir die vorstehend überschlägig ermittelten Querschnittsabmessungen, so finden wir eine ziemlich gute Übereinstimmung mit den Entwurfsabmessungen.

Bei der Bemessung des Stützenquerschnittes wird außer dem vorher ermittelten Einspannmoment $M^C = -67 \text{ tm}$ noch die Normal-

kraft zu berücksichtigen sein. Diese aus den Belastungen in den oberen Stockwerken in halber Höhe wirksame Normalkraft setzt sich zusammen (siehe S. 116):

Aus dem Stützdruck der Außenstütze und des inneren

Längsträgers	24,30 t
Stützdruck der Stützen auf dem Riegel P_g	25,63 t
	+ P_p
	7,475 t
Auflagerdruck des Riegels infolge $g = 4,7$ tlf. m	40,80 t
	infolge $p = 1,39$ tlf. m
	12,075 t
Eigengewicht: $80 \cdot 80$ cm; $\frac{1}{2}$ 9,3 m lang	7,12 t
	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black;"/>
	zusammen $N = 117,4$ t

Hierbei wurde die Stärke der Stütze mit 80 cm gleich der Stegbreite des Riegels angenommen.

Sonach wirkt in halber Stützhöhe außer der Normalkraft $N = 117,4$ t noch ein Moment M' , an der Einspannstelle C , $M^C = -67,00$ tm und schätzungsweise die Hälfte des auf S. 89 berechneten Kragmomentes:

$$\frac{M_{Kg}}{2} = \frac{30,23}{2} = -15,12 \text{ tm}$$

$$\frac{M_{Kp}}{2} = \frac{10,28}{2} = -5,14 \text{ tm}$$

$$\text{zusammen } M_{\max} = -87,26 \text{ tm}$$

$$\text{und } M' \approx \frac{M_{\max}^C}{2} = -43,63 \text{ tm}$$

Es handelt sich jetzt darum, den günstigsten Stützenquerschnitt zu bilden, in erster Linie bei gegebenen b (gleich der Stegbreite des Riegels) die Querschnittshöhe und den Eisenquerschnitt zu bestimmen, wenn M' und N gegeben sind. Mit dieser Frage haben sich eine Reihe von Autoren befaßt, u. a. Spangenberg, Kunze (siehe Försters Taschenbuch für Bauingenieure) und in neuerer Zeit Starck (im „Bauingenieur“ 1921).

Wir wollen folgenden einfachen Weg einschlagen. Wir nehmen vorerst $h = b = 80$ cm an mit $\varphi = 1$ v. H. bei symmetrischer doppelter Bewehrung. Es ist dann $Fe = Fe' = \varphi b h = 0,01 \cdot 80 \cdot 80 = 64$ qcm; $h' = h - a = 0,92 h$ angenommen.

Man bildet

$$\frac{M}{Nh} = \frac{4363000}{117400 \cdot 80} = 0,464.$$

Mit diesem Werte ergibt sich aus Fig. 16 b $x = 0,63 h = 0,63 \cdot 80 = 50,4$ cm.

Dann werden

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 117\,400 \cdot 50,4}{80 \cdot 50,4^2 + 2 \cdot 60 \cdot 64 (2 \cdot 50,4 - 80)} = 51,6 \text{ kgqcm} ;$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot 51,6 \frac{0,92 \cdot 80 - 50,4}{50,4} = 298 \text{ kgqcm} ;$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot 51,6 \frac{50,4 - 0,08 \cdot 80}{50,4} = 450 \text{ kgqcm} .$$

Mit Rücksicht darauf, daß die Druckspannungen im Beton sehr gut ausgenutzt sind und die Spannungen im Eisen bei exzentrisch belasteten Querschnitten niemals voll ausgenutzt werden können, kann der so bestimmte Stützenquerschnitt der erstmaligen Berechnung zugrunde gelegt werden. Ist keine so gute Querschnittsausnutzung vorhanden, so wird man einen zweiten Versuch machen, bei einiger Übung wird es möglich sein, nach ein oder zwei Versuchen den notwendigen Querschnitt zu ermitteln.

Die vorstehend überschlägig ermittelten Querschnittsgrößen bieten eine gute Grundlage für die erste statische Berechnung.

Eine zweite Durcharbeitung mit den aus der ersten statischen Berechnung ermittelten Querschnittsgrößen führt zu der in diesem Abschnitt durchgearbeiteten endgültigen statischen Berechnung des Entwurfs.

Die Zusammenstellung der Momente und Horizontalschübe bei verschiedenen Querschnittsannahmen und unter Zugrundelegung ihrer unter verschiedenen Voraussetzungen ermittelten Trägheitsmomente läßt sehr gut folgendes erkennen:

Mit dem Abnehmen der Verhältniszahl $k = \frac{J_R}{J_s} \cdot \frac{h}{l}$, bei konstanten $\frac{h}{l}$, mit Verringerung der Steifigkeit des Riegels, ist gleichzeitig ein Abnehmen des Größtmomentes in Riegelmitte und dafür ein Wachsen der Eckmomente zu beobachten. Mit anderen Worten: es nimmt dann die elastische Einspannung des Riegels an den Stützen und damit auch der Horizontalschub zu.

Wir werden dieselbe Frage später unter Berücksichtigung von veränderlichen Trägheitsmomenten besprechen.

II. Trägerlose nach mehreren Richtungen bewehrte Eisenbetonplatten¹⁾.

Unter einer Platte versteht man einen Bauteil, dessen eine Dimension (die Dicke) klein ist im Vergleich mit den beiden anderen.

¹⁾ Zum Teil aus dem ersten Bande, 1. Aufl., wiederholt.

Der einfachste Fall einer Eisenbetondecke entsteht, wenn die Eiseneinlagen nach derjenigen Richtung eingelegt werden, nach welcher die Decke zwischen Unterzügen gespannt ist. Dies setzt aber voraus, daß die Dimension nach der anderen Richtung nicht zu groß wird. Die Art der Bewehrung macht theoretisch die Aufnahme von Biegemomenten nur nach einer Richtung möglich. Es ist schon vorher darauf verwiesen worden, daß dies in der Praxis des Eisenbetonbaues nur in wenigen Fällen vollständig zutrifft. Sobald die Feldeinteilung zwischen den Unterzügen derart gemacht wird, daß die Dimensionen nach beiden Richtungen entweder gleich oder nicht viel verschieden voneinander sind, nähert man sich der Wirkung einer Platte. In diesem Falle ist es notwendig, wenigstens Eiseneinlagen nach beiden Richtungen einzulegen, um die nach beiden Richtungen auftretenden Biegemomente aufnehmen zu können.

Eine Platte kann auch entstehen, wenn eine Decke allseitig auf Mauern ruht. In diesem Falle handelt es sich um eine allseitig freiaufliegende Platte, während in dem früheren Falle eine teilweise oder vollständige Einspannung längs der vier Seiten stattfindet, je nach der Anschlußverbindung zwischen Decken und Unterzügen.

Es ist klar, daß wir in der Lage sind, durch eine Bewehrung von Betonplatten nach verschiedenen Richtungen eine ähnliche Veränderung im Beton zu erzielen, wie dies durch eine Umschnürung möglich ist.

Eine gute Umschnürung vermindert die Formänderungen des Betons nach der Längs- und der Querrichtung. Wenn wir in eine Betonplatte Eiseneinlagen parallel zu den Seiten und zu den Diagonalen einlegen, so sind wir, wie man durch bloße Überlegung annehmen darf, in der Lage, nicht nur die Querkontraktion des Betons, sondern auch die Durchbiegungen der Platte sehr stark zu beeinflussen. Die Wirkung wird um so besser sein, je vollkommener die Anordnung der Eiseneinlagen ist, und je besser diese an den Enden verankert sind, wie dies Versuche bewiesen haben.

Schon bei homogenem Material ist die Untersuchung der Formänderungen und Spannungen einer Platte mit großen Schwierigkeiten verbunden, die sich der Berechnung von Eisenbetonplatten im verstärkten Maße entgegenstellen. Daher können hier nur wissenschaftliche Untersuchungen weiter helfen, deren Aufgabe es sein muß, die Ergebnisse der Theorie zu überprüfen und die Voraussetzungen festzulegen, auf welchen eine möglichst richtige Theorie aufgebaut sein muß.

Durch die sog. trägerlosen Decken, die in Nordamerika seit mehr als einem Jahrzehnt erfolgreich in der Praxis angewendet werden, ist diese Frage wieder ins Rollen gekommen. Deshalb sei kurz eine Beschreibung und Erklärung dieser Bauweise vorangeschickt, die in neuester Zeit auch bei uns Eingang findet.

Bei dieser Besprechung läßt sich aber die Wirtschaftlichkeit der Bauweise nicht von den sonstigen technischen Eigenschaften trennen. Der Wert von trägerlosen Deckenkonstruktionen beruht u. a. auf einer unter gewissen Bedingungen möglichen wirtschaftlichen Überlegenheit gegenüber gewöhnlichen Eisenbetondecken.

Die bei Berechnung der Tragfähigkeit zur Anwendung kommende Methode wird für die Wirtschaftlichkeit von ausschlaggebender Bedeutung sein, wenn man in der Lage ist, die Berechnung den tatsächlichen Verhältnissen anzupassen. Die Wirtschaftlichkeit kommt nicht mehr in Frage, wenn man Näherungsverfahren für die Berechnung der Eisenbetonplatten anwendet. Dies geschieht vielfach, indem man für die Biegemomente oder für die Lastverteilung nach beiden Richtungen Näherungsannahmen trifft, wie dies z. B. auf S. 32 u. f. bei Berechnung der kreuzweise bewehrten Deckenplatten gezeigt wurde. Dabei berücksichtigt man ferner auch nicht oder nur wenig, daß durch eine bestimmte Bewehrung die Verteilung und Größe der Biegemomente und Querkräfte anders werden, als bei gewöhnlichen nur nach einer Richtung bewehrten Platten.

Als trägerlose Decken sind Eisenbetonplatten anzusehen, welche nach verschiedenen Richtungen mit Eiseneinlagen versehen sind und bei welchen die bei einer gewöhnlichen Eisenbetondecke an der Unterseite hervortretenden Unterzüge fehlen.

Die in Amerika eingeführten verschiedenen Bauarten verdanken ihre Einführung in die Baupraxis dem Wunsch, leichten Bauten ein gefälliges Aussehen zu geben. Erst später, als man mit dieser neuen Bauweise gute Erfahrungen gemacht hatte, ging man dazu über, sie auch für schwere Fabrikbauten zu verwenden.

Zunächst sollte durch den Fortfall der Aufteilung durch Unterzüge und Balken eine bessere Licht- und Luftverteilung erzielt werden. Durch den Fortfall der Unterzüge läßt sich die lichte Höhe einschränken, wie dies an einem Beispiel in Fig. 18a gezeigt wird. Dadurch kann in gewissen Fällen an Höhe und damit auch an Kosten für das aufgehende Mauerwerk des ganzen Baues gespart werden. Gleichzeitig ist damit eine bessere Lichtverteilung ermöglicht.

Ferner sollten die Schwierigkeiten der Anbringung der von den amerikanischen Versicherungsgesellschaften vorgeschriebenen Feuerlöschvorrichtungen (eines Netzes von Leitungsröhren) behoben werden, was besonders bei stark hervortretenden Unterzügen nicht immer ganz leicht ist.

Ein anderer Grund für die Einführung der Bauweise waren hygienische Rücksichten. Die Ecken zwischen Unterzug und Balken oder Decken sind nicht immer leicht sauber zu halten und bieten nach einigen Jahren keinen besonders erfreulichen Anblick.

Neben all diesen Fragen spielt die Frage der Wirtschaftlichkeit die größte Rolle. Zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit muß man zwischen den Kosten des Materials und den Ausführungskosten unterscheiden. Bei sehr hohen Arbeitslöhnen muß man immer bemüht sein, die Ausführungskosten nach Möglichkeit einzuschränken. In der Tat

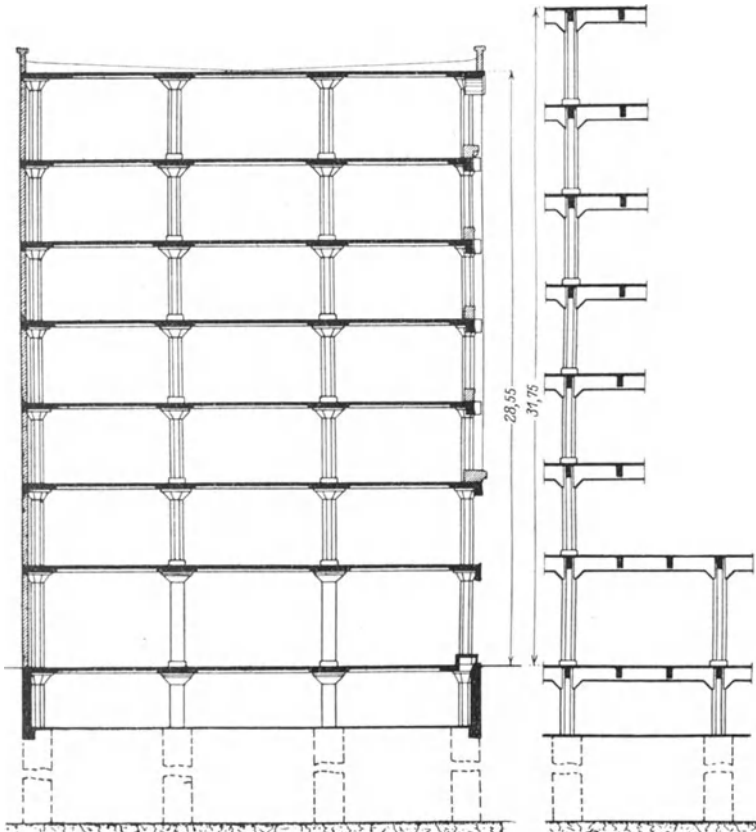


Fig. 18a. Lichte Höhe der Stockwerke bei trägerlosen Decken und bei gewöhnlichen Eisenbetondecken.

zeichnen sich die trägerlosen Decken durch ein Minimum an Schal- und Putzarbeit aus.

Die Entwicklung der trägerlosen Decken beginnt mit dem Bestreben, zwischen den Unterzügen große quadratische oder rechteckige Felder zu schaffen, weshalb man auch die Platten nach beiden Richtungen mit Eiseneinlagen versehen mußte.

Das Bestreben, niedrige Unterzüge auszubilden und die Felder möglichst groß zu gestalten, bilden den Übergang zu den trägerlosen Decken.

Dieser Übergang zeigt sich bei einem Beispiel nach Fig. 18 b. Der Schnitt $a-b$ zeigt links die Ausbildung ganz niedriger Unterzüge mit dazwischen gespannten großen, parallel zu den Seiten bewehrten Platten. Ob diese Unterzüge mehr oder weniger stark aus der Decke herausragen, ist für die Berechnung unwesentlich. Wie in Fig. 18 b gezeigt wird, kennzeichnen die von Stütze zu Stütze gehenden Eiseneinlagen die Bewehrung der Träger. Der zwischen diesen vier Träger-

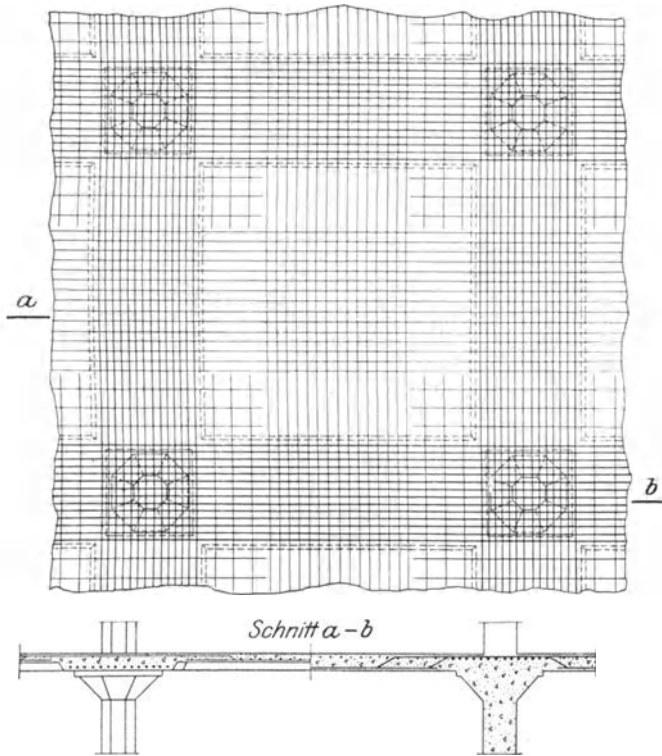


Fig. 18 b. Eisenbetonplatten zwischen niedrigen Unterzügen.

gürteln liegende Teil der Platte kann dann als eine teilweise oder ganz eingespannte Eisenbetonplatte angesehen werden.

Hier findet eine Übertragung der Belastung von den Platten auf die Unterzüge statt, und diese leiten sie auf die Stützen weiter.

Eine direkte Lastübertragung auf die Stützen geschieht bei Deckenausbildungen, wie sie Fig. 18 c zeigt, die eine ausgeführte Deckenkonstruktion in einem Fabrikbau darstellt.

Fig. 18 d zeigt die Eiseneinlagen der Felder und der Stützen der sog. Pilzdecke (Bauweise des Amerikaners Turner). Der Name

Pilzdecke rührt von der pilzartigen Ausbildung der Säulenköpfe her. Die direkte Lastübertragung der Feldbelastung auf die Stützen macht einen besonders starken Anschluß und in erster Linie eine sehr starke Bewehrung der Säulenköpfe erforderlich.

Die Bewehrung in der Platte stellt ein System von Eisengürteln dar, welche die Säulen parallel zu den Umfangsseiten und den Diagonalen verbinden. Es ist dann in jedem Punkt der Platte mindestens eine Eisenlage vorhanden. In der Feldmitte, entsprechend den positiven Biegemomenten, liegen die Eiseneinlagen an der Unterseite, über den Stützen an der Oberseite der Platte, entsprechend den dort auftretenden negativen Biegemomenten. Die Ring- und Radialeisen am Säulenkopf im Verein mit den oberen

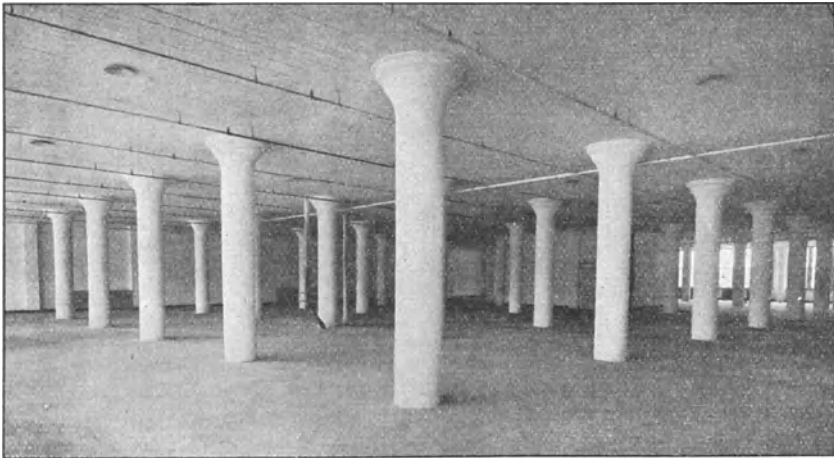


Fig. 18c. Trägerlose Decke.

Eiseneinlagen erzeugen eine starke Kragwirkung. Die aus den Stützen in die Platte hinübergeführten Radialeisen erhöhen gleichzeitig den Sicherheitsgrad bei der Aufnahme der Scherkräfte.

Versuche haben gezeigt, daß die Kragarmwirkung sich auf etwa ein Viertel bis ein Fünftel des kürzesten Säulenabstandes erstreckt, daß der Momentennullpunkt um so mehr gegen die Plattenmitte verschoben wird, je steifer die Kopfausbildung ist. Die oberen Eiseneinlagen am Säulenkopfe werden in der Nähe der Momentennullpunkte durch Abbiegungen nach unten geführt. An dieser Stelle entsteht eine gelenkartige Wirkung, ähnlich wie bei den Gelenken eines Gerberbalkens.

Durch die sich kreuzenden Eiseneinlagen wird das Verhältnis der Quer- zu den Längenänderungen des Betons stark beeinflußt. Die Steifigkeit und damit die Tragfähigkeit der Platte wird dadurch erheblich gesteigert.

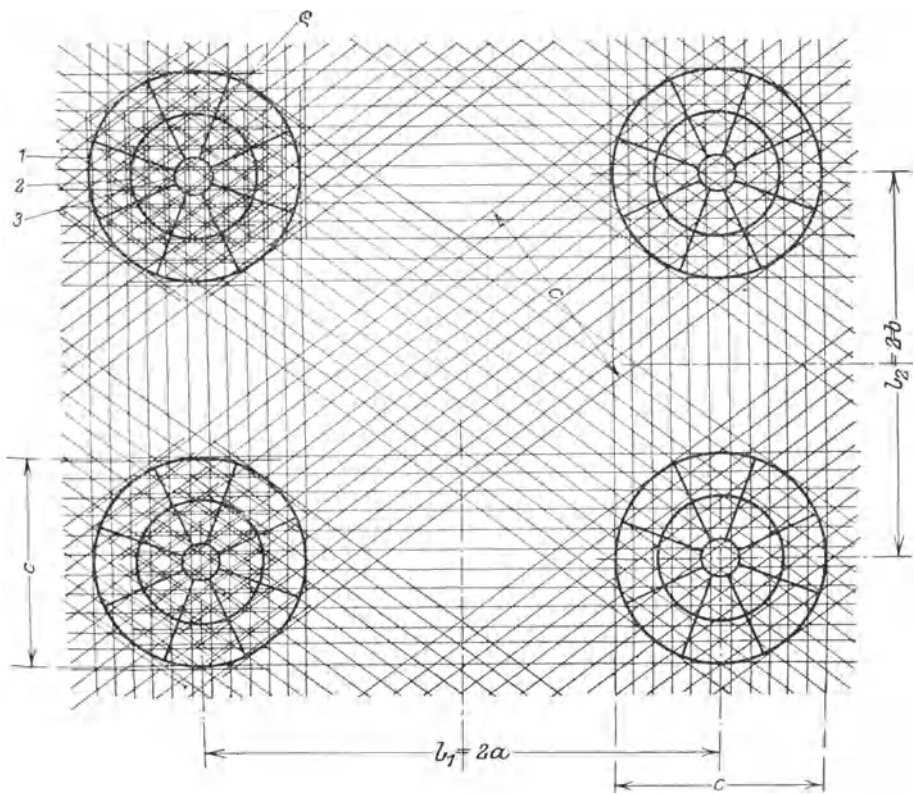
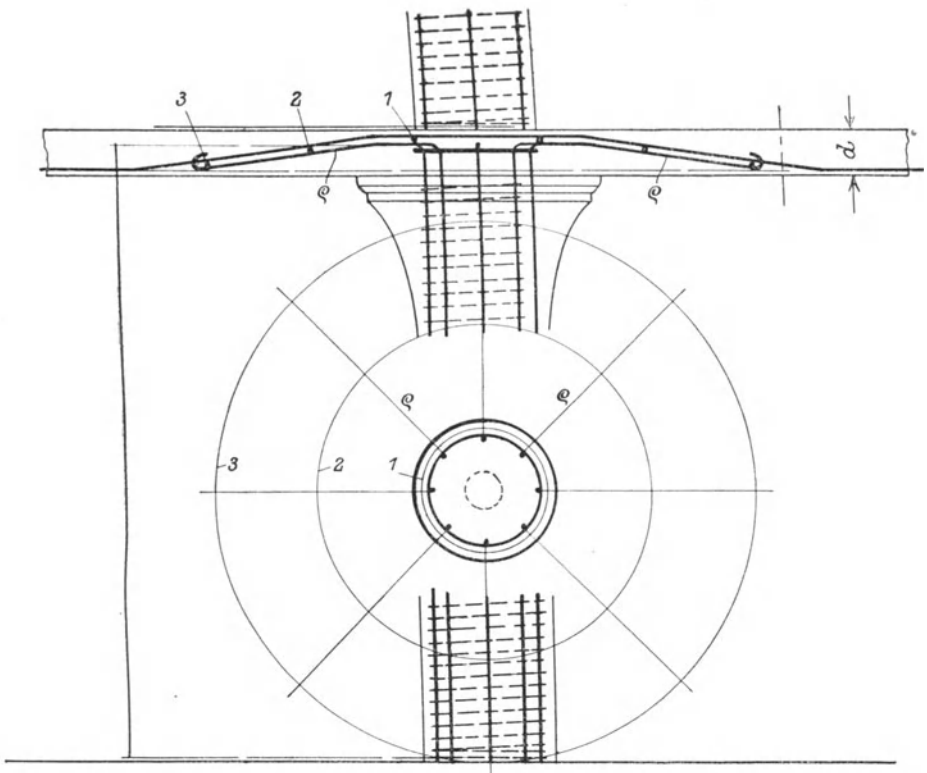


Fig. 18d. Eiseneinlagen in den Platten und Säulenköpfen.

Die Anordnung der Eiseneinlagen, welche die Grundlage für die Sicherheit der Konstruktion bildet, ist in der Turnerschen Bauweise wie folgt: Auf einer Anzahl von Radialeisen ρ , welche durch Abbiegen der Säuleneisen erhalten werden oder auch besonders eingelegt werden können, ruhen mehrere Ringe 1, 2 und 3. Über diese gehen die Eiseneinlagen der Seiten- und Diagonalgürtel hinweg.

Über andere Arten von trägerlosen Decken soll noch an anderer Stelle gesprochen werden.

1. Die Berechnung der trägerlosen Decken.

Im ersten Bande (1. Aufl.) wurde das von Eddy in seinem Buche¹⁾ eingeschlagene Berechnungsverfahren an Eisenbetonplatten eingehend besprochen, nicht etwa als einwandfreie Lösung des sehr schwierigen Problems, sondern weil es zur Zeit der Abfassung des ersten Bandes den einzig damals bekannten Versuch darstellt, Grundlagen für die statische Berechnung der trägerlosen Decken zu schaffen.

Mit der Entwicklung und zunehmenden Anwendung der trägerlosen Decken oder Pilzdecken (wie sie allgemein bei uns jetzt genannt werden) haben sich verschiedene Autoren bemüht, eine gangbare Lösung zu finden und dabei das von Eddy eingeschlagene Berechnungsverfahren mehr oder weniger verworfen. U. a. wurde behauptet, daß die Messung der Durchbiegungen, die Eddy zum Vergleich mit seinen Berechnungsergebnissen heranzieht, nicht einwandfrei seien. Wer einmal die Messung von Durchbiegungen selbst an einfachen Eisenbetonbauteilen vorgenommen hat, weiß, daß sie, besonders innerhalb der zulässigen Belastungen, so klein sind, daß sie auch bei der genauesten Meßvorrichtung und bei ganz sorgfältiger Beobachtung kaum eine zuverlässige oder einwandfreie Grundlage für verfeinerte Berechnungen bilden können. Ganz unbrauchbar werden Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen, wenn die Belastung mit Eisenbarren oder Ziegelsteinen erfolgt, wie dies bei Belastungsproben von ausgeführten Bauten vielfach üblich ist.

Das Streben nach einer theoretisch möglichst vollkommenen Berechnung von Platten gerade bei Eisenbeton ist an sich deshalb etwas befremdend, weil man weiß, wie wenig geklärt gerade hier die Voraussetzungen sind, die der Berechnung zugrunde gelegt werden müssen.

Bedenkt man ferner, wie sehr sich bei Eisenbetonbauten die Berechnungsgrundlagen mit der Güte der Ausführung, des Betons und

¹⁾ The Theory of the Flexure and Strength of Rectangular Flat Plates applied to Reinforced Concrete Floor Slabs by Henry T. Eddy C. E. Ph. D., Professor, Verlag Rogers & Co., Minneapolis 1913.

dessen Zusammenwirken mit den Eiseneinlagen verschieben können, so wird man gerade bei Eisenbetonplatten bestrebt sein müssen, ein brauchbares Näherungsverfahren zu finden, das uns die erforderliche statische Sicherheit gewährleistet.

Bevor wir diesen Weg beschreiten, wollen wir im nachfolgenden eine kurze Übersicht der bisher bekanntgewordenen Berechnungsmethoden geben.

Eddy geht von der Grashofschen Lösung der Plattengleichung aus. Die Differentialgleichung für die belastete Platte lautet:

$$C \left(\frac{\partial^4 \delta}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \delta}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \delta}{\partial y^4} \right) = q \quad \dots \dots \dots 7a)$$

Hierbei ist δ die Durchbiegung,
 q die gleichförmig verteilte Belastung,
 C eine Konstante.

δ muß folgenden Bedingungen genügen: Bei totaler Belastung hat die Platte über den Stützenverbindungslinien horizontale Tangenten, und die Querkräfte in Richtung dieser Tangenten verschwinden. Analytisch drückt sich dies durch die drei folgenden Bedingungen aus:

- | | | |
|---|---|----------------|
| a) $\delta = 0$ für $x = \pm a$ und $y = \pm b$; | } | 7 b) |
| b) $\frac{\partial \delta}{\partial x} = 0$ für $x = \pm a$ und alle y ; | | |
| $\frac{\partial \delta}{\partial y} = 0$ für $y = 0, y = \pm b$ und alle x ; | | |
| c) $\frac{\partial^3 \delta}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 \delta}{\partial x \partial y^2} = 0$ für $x = 0, x = \pm a$ und alle y ; | | |
| $\frac{\partial^3 \delta}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 \delta}{\partial y \partial x^2} = 0$ für $y = 0, y = \pm b$ und alle x . | | |
| | | |

Eddy leitet die allgemeine Differentialgleichung für Momente und Scherkräfte bei einer rechteckigen Platte ab, die der Grashofschen Ableitung für homogenes Material entspricht (s. Grashof, Theorie der Elastizität und Festigkeit mit Bezug auf ihre Anwendungen in der Technik; Verlag R. Gärtner, Berlin 1878). Angenommen werde ein rechtwinkliges Koordinatensystem, dessen Seiten parallel zu den Seiten der Platte sind und dessen Ursprung im unbelasteten Zustande in der Mitte der Platte in der Höhe der neutralen Ebene liegt (Fig. 18 e). Die Durchbiegungen δ werden nach unten positiv gezählt. q ist die Belastung pro Flächeneinheit. J_0 ist ein ideelles Trägheitsmoment des Eisenbetonquerschnittes, das man in folgender Weise annehmen kann.

Setzt man

$$M = F_e \sigma_e \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) = \frac{\sigma_e J_0}{h_1 - x},$$

so wird

$$F_e^0 \sigma_e \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) (h_1 - x) = \sigma_e J_0$$

und

$$J_0 = F_e^0 \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) (h_1 - x).$$

Unter der Annahme, daß sich die Platte nach allen Seiten unendlich weit erstreckt und die Belastung gleichförmig verteilt ist, setzt Eddy als Lösung der Differentialgleichung:

$$48 E_e J_0 \delta = q \left(1 - \frac{1}{m^2} \right) [(a^2 - x^2)^2 + (b^2 - y^2)^2] \dots 7c$$

Die Gleichung 6c) benutzte Eddy auch zur Bestimmung von m , dem Querkontraktionskoeffizienten.

Für $x = 0, y = 0$ wird $\delta = \delta_m$, das durch die Messung der Durchbiegungen ermittelt wurde. Die Gleichung geht dann über in:

$$48 E_e J_0 \delta_m = q \left(1 - \frac{1}{m^2} \right) (a^4 + b^4).$$

Daraus ist :

$$m = \sqrt{\frac{1}{1 - \frac{48 E_e J_0 \delta_m}{q (a^4 + b^4)}}} \dots \dots \dots 7d$$

Eddy hat für die Turnerschen Pilzdecken $m = 2$ gerechnet; wie er es mit Hilfe von Versuchen ermittelt hat.

Gleichung (6c) hat die Form $\delta = X + Y$, wo X eine Funktion von x und Y eine Funktion von y ist. Da $\frac{\partial \delta}{\partial x}$ nur von x abhängig ist, so hat dies zur Folge, daß für irgendeine zur Y -Achse parallele Gerade die Tangente in der x -Richtung über die ganze Platte dieselbe Neigung hat. In Wirklichkeit kann dies nur angenähert zutreffen. Die Bedingungen a und b in Gl. 6b werden erfüllt, nicht aber die dritte Bedingung, die von Eddy unberücksichtigt bleibt.

Hager geht in seinem Buche „Theorie des Eisenbetons“ folgenden Weg: Er setzt

$$\delta = \sum \sum A_{mn} \left(-\cos \frac{m \pi x}{a} \cos \frac{n \pi y}{b} + 3 \cos \frac{\pi x}{a} + 3 \cos \frac{\pi y}{b} + 7 \right) \dots 6d$$

Der Differentialgleichung kann durch Bestimmung der Konstanten A_{mn} genügt werden. Da die Bedingungen a, b und c erfüllt werden, wäre die Lösung theoretisch einwandfrei.

Hager kommt zu einer Näherungsberechnung, indem er nur das erste Glied der Reihe berücksichtigt. Er setzt:

$$\delta = A \left(-\cos \frac{\pi x}{a} \cos \frac{\pi y}{b} + 3 \cos \frac{\pi x}{a} + 3 \cos \frac{\pi y}{b} + 7 \right).$$

Der Differentialgleichung der Platte genügt die letzte Lösung unter der Annahme eines konstanten q nicht mehr. Sie würde ihr nur genügen, wenn eine bestimmte veränderliche Belastung angenommen wird, die sich ähnlich wie die Durchbiegungen über die Platte verteilt, also in der Mitte am größten ist.

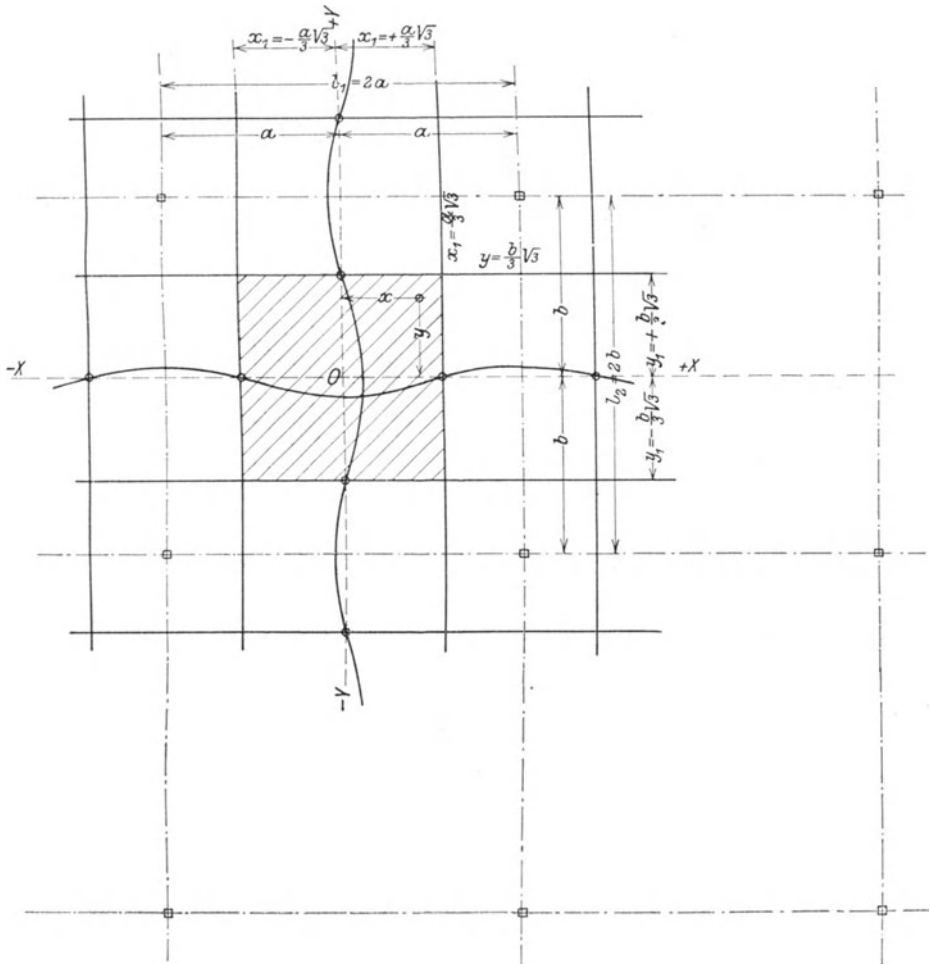


Fig. 18 e.

Hager behandelt auch den Fall, wo nur ein Feld belastet ist. Da die Lösung an den Plattenrändern und über den Stützen die Momente gleich Null angibt, widerspricht sie den wirklichen Verhältnissen.

Doeinck behandelt in einer Doktorarbeit die Berechnung der Eisenbetonplatten etwas anders. Er geht nicht von einer unendlich

ausgedehnten Platte aus, sondern nimmt eine endliche, am Rande freiaufliegende Platte an, die durch Stützen unterstützt wird. Er betrachtet zwei Systeme. Einmal die freiaufgelagerte, gleichförmig belastete Platte ohne Unterstützung der Säulen, das andere Mal betrachtet er die freiaufgelagerte Platte mit Einzellasten an Stellen der Stützen belastet, die die vorher erzeugten Durchbiegungen gerade rückgängig machen. Durch Übereinanderlagerung der beiden Belastungsfälle wird also eine den tatsächlichen Verhältnissen sich nähernde Lösung erhalten werden. Die Berechnung selbst erfolgt mit Hilfe von trigonometrischen Reihen und ist nicht einfach. Das Ergebnis weicht von dem tatsächlichen Verhältnis schon aus dem Grunde erheblich ab, da die angenommene punktweise Belastung durch die Stützen nicht zutrifft.

Die Methode Doeincks bietet andererseits die Möglichkeit, den Unterschied in der Beanspruchung von seitlichen und mittleren Feldern zu verfolgen. So hat eine Untersuchung der in den Drittelpunkten unterstützten vollkommen belasteten quadratischen Platte gezeigt, daß die positiven Momente in den Seitenfeldern etwa doppelt so groß sind als im Mittelfeld.

In einer Veröffentlichung im „Bauingenieur“, Jahrgang 1920, entwickelt Lewe ein Verfahren zur Berechnung von trägerlosen Decken, das die Fehler der vorgenannten Methoden zu vermeiden sucht. Lewe nimmt eine unendlich ausgedehnte Platte an, die gleichmäßig belastet ist. An den Stützen nimmt er einen auf eine Fläche $2\alpha a \times 2\beta b$ gleichmäßig verteilten Stützendruck an, der gleich ist der Belastung der Platte.

Diese Annahmen nähern sich den tatsächlichen Verhältnissen. Lewe geht davon aus, daß er die gleichförmig verteilte Belastung p über der Platte und $-p \left(\frac{1}{\alpha\beta} - 1 \right)$, die von dem Stützenwiderstand ausgehende negative Belastung, durch doppelte Fouriersche Reihen ausdrückt. Er kommt dann zu einer Lösung der Differentialgleichung, die sämtlichen Bedingungen a–c (Gl. 6 b) genügt. Daraus werden ähnlich aufgebaute Reihen für die Momente abgeleitet (es sind unendliche Kosinusreihen).

Lewe untersuchte ferner den Fall der feldweisen Belastung, der für die ungünstigsten Feldmittenmomente in Betracht kommt, indem er nach jeder Richtung abwechselnd ein Feld oder eine Feldreihe belastet, das darauffolgende unbelastet annimmt.

Die Berechnung ist in beiden Fällen theoretisch einwandfrei, aber ziemlich zeitraubend, und entspricht mehr als die bisher erwähnten Methoden den tatsächlichen Verhältnissen.

Marcus veröffentlichte im Jahre 1917 in der Zeitschrift „Armierter Beton“ die Theorie der elastischen Gewebe, von der er bei Berech-

nung der Eisenbetonplatten Gebrauch macht. Die Methode behandelt die Platte mit Hilfe eines Systems von sich kreuzenden Seillinien, einem netzartigen Gebilde von sich kreuzenden Fäden, die in jedem Punkte mit der Belastung im Gleichgewicht stehen. Die kontinuierliche Belastung ist hierbei in Punktbelastung aufgelöst gedacht. Aus den Ordinaten der elastischen Gewebe können die Momente und Querkräfte bestimmt werden.

Das hierbei angewendete Prinzip ist zu vergleichen mit der Anwendung des Seilpolygons zur Bestimmung der Momente und Durchbiegungen beim einfachen Balken.

In dem elastischen Gewebe treten ebensowenig wie im Seilpolygon Schubspannungen auf. Es stellt ein System von einander durchdringenden Fäden dar, die alle nur Axialkräfte übertragen und so ein netzartiges Gebilde darstellen, aus dessen Ordinaten ähnlich wie beim Seilpolygon die in der Platte auftretenden Momente und Querkräfte bestimmt werden können.

Die von Marcus entwickelte Methode stellt theoretisch einen neuen Weg für die Lösung des Problems dar. Im ganzen ist sie allen anderen Methoden deshalb überlegen, weil sie die Lösung der Aufgabe bei unsymmetrischen und feldweisen Belastungen, bei unregelmäßiger Feldeinteilung ermöglicht, wie es bei den anderen Methoden gar nicht oder mit größeren Schwierigkeiten möglich war.

Zum Vergleich der Endergebnisse der vorgeschlagenen Berechnungsmethoden sollen im folgenden die charakteristischen Momente für die Plattenmitte, für die Mitte zwischen zwei Stützen und den Rand des Säulenkopfes bei quadratischen Platten einander gegenübergestellt werden. Hierbei wird auf die Einzelheiten in den Veröffentlichungen hingewiesen. Die in den Gleichungen vorkommende Zahl m wird gleich 5 eingesetzt, und die Größe des Säulenkopfes mit $\frac{l}{4}$ angenommen. Am Schluß der Zusammenstellung sind die Werte angegeben, die den amerikanischen Vorschriften vom Jahre 1920 entsprechen.

An der Hand der Zusammenstellung kann man ersehen, wie die Voraussetzungen für die statische Berechnung die Endergebnisse beeinflussen. Der größte Unterschied ergibt sich in den Biegemomenten für die die Säulen verbindenden Deckenstreifen.

Die nach der Methode von Lewe berechneten Biegemomente bei totaler Belastung und gleichförmig verteiltem Stützenwiderstand dürften der Wirklichkeit am nächsten kommen, weil diese Annahmen den tatsächlichen Verhältnissen am besten entsprechen. Das bei feldweiser Belastung entstehende ungünstigste positive Feldmoment dürfte allerdings zu groß sein, da auf die Steifigkeit der Stützen keine Rücksicht genommen ist.

Zusammenstellung der Biegemomente

	in Plattenmitte	Stützenmitte		beim Säulenkopf	Bemerkungen:
		pos.	neg.		
Nach Eddy	$\frac{ql^2}{50}$	$\frac{ql^2}{50}$	$-\frac{ql^2}{25}$	$-\frac{ql^2}{73}$	bei totaler Belastung
	$\frac{ql^2}{32}$	$\frac{ql^2}{23}$	$-\frac{ql^2}{80}$	$-\frac{ql^2}{16}$	
Nach Hager	$\frac{ql^2}{8,9}$	$\frac{ql^2}{22,32}$		in Mitte Kopf	bei feldweiser Belastung
	$\frac{ql^2}{34}$	$\frac{ql^2}{20}$	$-\frac{ql^2}{59}$	$-\frac{ql^2}{19}$	
Nach Doeinck	im Mittelfeld $\frac{ql^2}{13}$			} bei totaler Belastung. Quadrat, total belastet, in $\frac{1}{3}$ Punkten unterstützt	
	im Endfeld $\frac{ql^2}{29}$	$\frac{ql^2}{22,5}$	$-\frac{ql^2}{8,3}$		
Nach Lewe	$\frac{ql^2}{92}$	$\frac{ql^2}{21,1}$	$-\frac{ql^2}{57}$	Ecke $-\frac{ql^2}{20,6}$	} bei totaler Belastung und gleichförmiger Unterstützung (Säulenkopf = $\frac{1}{4}$ Feldweite angenommen)
	$\frac{ql^2}{17,6}$	$\frac{ql^2}{11,5}$		$-\frac{ql^2}{16,5}$ (Mitte)	
Amerikanische Vorschriften (der Stadt Newyork)	$\frac{ql^2}{66,5}$	$\frac{ql^2}{40}$	$-\frac{ql^2}{66,5}$	$-\frac{ql^2}{16}$	Zweiwegsystem
	$\frac{ql^2}{50}$	$\frac{ql^2}{37}$	$-\frac{ql^2}{66,5}$	$-\frac{ql^2}{16}$	Vierwegsystem

Ein endgültiges Urteil über die Genauigkeit der besprochenen theoretischen Untersuchungen können nur systematische Versuche bringen, die bisher noch fehlen.

Mit Rücksicht darauf, daß alle Berechnungsmethoden, die auf theoretischen Erwägungen allein beruhen, verhältnismäßig umständlich und zeitraubend sind, hat man sich sehr bald nach brauchbaren Näherungsmethoden umgesehen. Solange die Richtigkeit der einen oder der anderen Methode, deren Voraussetzungen sich den tatsächlichen Verhältnissen anzupassen suchen, nicht durch Versuche nachgewiesen ist, ist deren Anwendung kaum zu rechtfertigen, wenn einfache Näherungsmethoden die Sicherheit und die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion gewährleisten.

Der nächstliegende Versuch, die statische Berechnung zu vereinfachen, war die Anwendung der Kragarmmethode. Hierbei wird

die Platte über der Stütze als eingespannt und der Teil bis zu den Momentennullpunkten als Kragarm angenommen. Die Wendepunkte der Biegelinie werden in einer Entfernung $\frac{l}{4} - \frac{l}{5}$ angenommen, wenn l die Entfernung der Säulenachsen bedeutet. Der Rest der jenseits der Wendepunkte liegenden Platte wird in Seiten- und Diagonalgürtel geteilt, die als einfache Balken berechnet werden. Diese Näherungsmethode gibt an den gefährlichen Querschnitten, wie sich leicht nachweisen läßt, viel zu große Momente an und führt daher zu unwirtschaftlichen Abmessungen.

Die amerikanischen Vorschriften, die in den einzelnen großen Städten für den Entwurf von trägerlosen Decken herausgegeben wurden, sind mit Hilfe von Versuchen an der Hand von Erfahrungen an den zahlreichen ausgeführten Bauten zu beachtenswerten Vorschlägen gekommen. Im Anhang II sind z. B. die diesbezüglichen Bestimmungen der Stadt Neuyork abgedruckt.

Die dort gemachten Annahmen für die charakteristischen Momente sind in der vorangehenden Zusammenstellung am Schlusse angefügt. Vergleicht man sie mit den Ergebnissen der verschiedenen Theorien, so wird man finden, daß das negative Moment am Säulenkopf kaum verschieden ist von einer der angewandten Methoden.

Bei der Annahme des positiven Momentes in Plattenmitte kommen die Vorschriften zu kleineren Werten als die Theorien. Dabei ist zu berücksichtigen, daß keine der besprochenen Theorien die Steifigkeit des Säulenkopfes und die umschnürungsartige Wirkung der Eiseneinlagen in der Platte in irgendeiner Weise berücksichtigt haben. Dies ist insofern erklärlich, als die Grundlagen hierfür nur durch Versuche gefunden werden können.

Deshalb sind auch alle positiven Feldmomente der Zusammenstellung zweifellos zu groß. Solange keine Versuche vorliegen, werden sie daher als ungünstigste zulässige Werte angesehen werden können.

Aus denselben Gründen sind die positiven und negativen Momente in Stützenmitte in den Vorschriften kleiner angenommen als nach den verschiedenen Berechnungsmethoden.

In Zusammenfassung der vorangehenden Betrachtungen mögen für den Entwurf von trägerlosen Eisenbeton- (oder Pilz-) Decken nachstehende Richtlinien vorgeschlagen werden:

1. Die Mindeststärke der Säulen soll $\frac{1}{12} - \frac{1}{15} l$ betragen. Der Säulenkopf soll 0,20 bis 0,225 l stark sein; wenn keine Unterlagsplatte vorhanden ist, steigt dieser Wert auf 0,25.

Bei sehr hohen Belastungen werden Unterlagsplatten zwischen der tragenden Säule und der Decke anzuwenden sein, deren Dicke nicht

kleiner als ein Drittel der Deckenstärke sein und deren Breite 0,30 bis 0,40 l betragen soll. (Diese Maße sind auf Grund von Erfahrungen in verschiedenen Vorschriften amerikanischer Städte aufgenommen worden; l ist die Entfernung der Säulenachsen.)

2. Die Deckenstärke soll mindestens 15 cm oder $\frac{l}{32}$ betragen.

Bei Dachdecken können die Stärken auf 13 cm oder $\frac{l}{40}$ ermäßigt werden.

Für die Biegemomente wird man folgende charakteristische Werte annehmen:

a) Bei Decken ohne Unterlagsplatten ist für die Stärke der Decke das Moment am Rande des Säulenkopfes maßgebend, das mit $M_1 = -\frac{ql^2}{16}$ zu rechnen ist (q ist die Gesamtbelastung pro m^2).

b) Bei Decken mit Unterlagsplatten wird die Deckenstärke von dem positiven Moment in der Mitte der Stützenverbindungsline abhängig sein. Dieses Moment wird $M_2 = +\frac{ql^2}{30}$ bei totaler Belastung und $M'_2 = \frac{gl^2}{25} + \frac{pl^2}{18}$ bei Berücksichtigung feldweiser Belastung.

3. Für die Bemessung der Querschnitte von Beton und der Eiseneinlagen werden folgende Mittelwerte anzuwenden sein:

$$\text{Über dem Säulenkopf: } M_1 = -\frac{gl^2}{16}.$$

Für die Mitte der Bänder zwischen den Stützen:

$$+ M'_2 < = \frac{gl^2}{22}. \quad - M'_2 = -\frac{ql^2}{60}.$$

$$\text{In der Plattenmitte: } M_3 = \frac{gl^2}{32} + \frac{pl^2}{25} \text{ für Mittelfelder.}$$

Hierin bedeuten g die Eigengewichtsbelastung und p die Nutzlast.

Der verschieden große Einfluß von Eigengewicht und Nutzlast ist darauf zurückzuführen, daß sich in der Plattenmitte der Einfluß der feldweisen Belastung mehr geltend machen wird als bei den Seitenstreifen.

Bei Randfeldern müssen die Feldmomente und die negativen Momente über der ersten inneren Stützenreihe, die in den zur Außenwand parallelen Momentenzonen liegen, um 25 v. H. vergrößert werden gegenüber den entsprechenden Innenfeldern. Die negativen Momente in der Außenwand und parallel dazu richten sich nach dem Grad der Einspannung und sind jedenfalls kleiner als über der ersten inneren

Stützenreihe. Die untere Grenze soll 50—75 v. H. der Momente über der inneren Stützenreihe betragen.

5. Die Verteilung der Eiseneinlagen erfolgt zweckmäßig nach folgenden Gesichtspunkten:

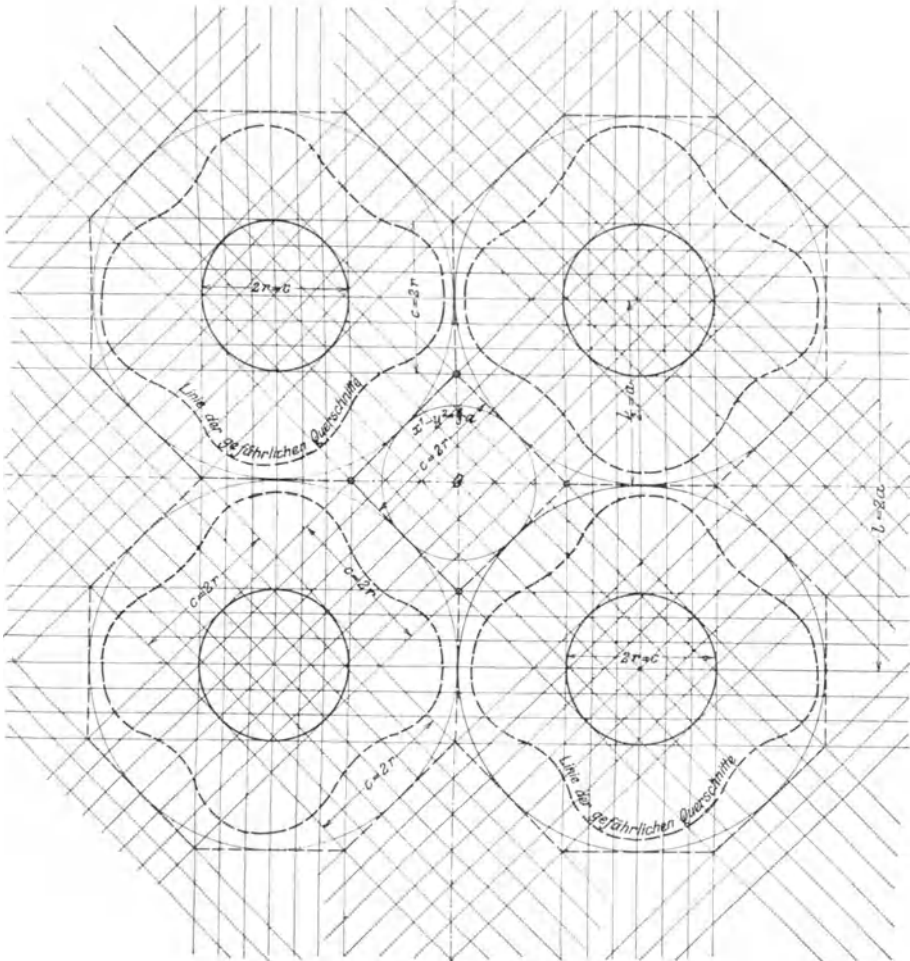


Fig. 18f. Linien der gefährlichen Querschnitte.

Versuche haben gezeigt, daß im Bruchstadium die Linien der schwächsten Stellen im Diagonalgürtel nicht in der Mitte, sondern an derjenigen Stelle entstehen, wo sich zwei Gürtel von Eisen gerade nicht mehr kreuzen. Diese Linien sind in Fig. 18f eingezeichnet. Dies läßt sich folgendermaßen erklären:

Bei der Anordnung einer Plattenbewehrung wie in Fig. 18f, wo die Eisengürtel nicht breiter als die Köpfe sind, berührt bei quadratischen Platten ein Kreis mit der Stützenmitte als Mittelpunkt und $\frac{l}{2}$ als Radius die vier Diagonalgürtel. Um diesen Kreis läßt sich ein Achteck zeichnen, das überall nur eine Eiseneinlage trifft. Innerhalb dieses Achteckes ist alles symmetrisch angeordnet, wodurch es wahrscheinlich wird, daß bei beginnendem Bruchstadium an der Schnittstelle mit dem Achteck alle Eisen gleich beansprucht werden. Da die Spannungen in der Mitte des Seitengürtels die größten sind, ist dieses Achteck die Linie der gefährlichsten Spannungen.

Ein weiterer Beweis dafür, daß die Spannungen in den Diagonaleisen im Schnitt mit dem Achteck die Spannungen der Seitengürtel erreichen, ist folgender: Die Diagonaleisen liegen in einem Dreieck, dessen Seiten die Seitengürtel bilden. Diese verlängern sich und übertragen die Längenänderungen auf die Diagonaleisen, wo sonach die gleiche Spannung herrscht wie in den Seiteneisen. Diese Folgerungen gelten natürlich nur in der Nähe des Bruches, da vorher von einer gleichmäßigen Spannungsverteilung nicht die Rede sein kann.

Die Ring- und Radialeisen haben vor allem Scherkräfte aufzunehmen. Beschreiben wir um die Säule einen Kreis und schneiden an dessen Umfang die Platte durch, so erhalten wir eine Zylinderfläche. Als Scherkraft entsteht in dieser Fläche die Gesamlast einer Platte, vermindert um die Last, die innerhalb des Zylinders liegt. Je kleiner der Kreis, desto größer werden die Scherspannungen; sie erreichen ihren Höchstwert am Rande des Säulenkopfes.

Nimmt man an, daß am Rande des Säulenkopfes bei großen Scherkräften ein Riß entstehe, so werden die Scherkräfte durch die Radialeisen und die abgebogenen Gürtelisen aufzunehmen sein. Wie die Verteilung auf diese beiden Eiseneinlagen erfolgt, wäre erst durch Versuche festzustellen. Da die Radialeisen gleichzeitig Längseisen in den Säulen sind, entsteht eine Kragarmwirkung in der Säule, welche Biegungsspannungen hervorrufft. Daraus folgt, daß die Radialeisen sehr kräftig sein müssen. Die Berechnung der abgebogenen Gürtelisen kann genau so erfolgen wie bei Aufbiegungen bei einem gewöhnlichen Balken, wenn die Scherkräfte gegeben sind.

Die Ringeisen, welche sowohl die Radial- als auch die Gürtelisen ihrer Lage nach festlegen sollen, sollten etwa halb so stark sein wie die Radialeisen.

6. Die Verteilung der Biegemomente und die Bemessung der notwendigen Querschnittsfläche der Eiseneinlagen erfolgt auf Grund der vorangehenden Ausführungen in folgender Weise:

Man teilt ein Deckenfeld in Streifen parallel zu den Verbindungs-

linien der Stützenmittelpunkte. Die Außenstreifen von der Breite $2 \cdot \frac{l}{4}$ zu beiden Seiten der Stützenachsen umschließen eine Innenzone von der Breite $\frac{l}{2}$. Die Grenzlinien zwischen Außen- und Innenzone geben gleichzeitig etwa die Lage der Momentennullpunkte an (s. Fig. 18e) und damit die Verteilung der positiven und negativen Momente wie unter 3. an.

Innerhalb der beiden Zonen erfolgt die Bemessung des notwendigen Beton- und Eisenquerschnittes für einen rechteckigen Querschnitt von 100 cm Breite unter der Annahme der unter 3. angegebenen Mittelwerte für die Biegemomente.

Vorerst hat man sich zu entscheiden, ob man die Eiseneinlagen parallel zu den Seiten und Diagonalen der einzelnen Felder (Vierwegesystem) oder nur parallel zu den Seiten (Zweiwegesystem) annimmt.

Die in jedem Querschnitt zur Aufnahme der Biegemomente mitwirkenden Eisenquerschnitte ergeben sich aus denjenigen Eiseneinlagen, die die Querschnittsfläche durchkreuzen, multipliziert mit dem Sinus des Winkels zur Schnittfläche. (Dieser wird gleich 1, wenn die Achse der Eiseneinlagen senkrecht zur Querschnittsfläche ist.)

Die Verteilung der Ring- und Radialeisen an den Säulenköpfen ergibt sich unter Berücksichtigung der aus den Stützen nach Fig. 18d weitergeführten Eisen und der an den Rändern der Säulenköpfe wirkenden größten Querkräfte. Diese berechnet man unter der sehr ungünstigen Annahme, daß die Eisenbetonplatte innerhalb der Außenzone als Kragträger wirkt.

Die größten Schubspannungen, die man aus den so errechneten Querkräften für den rechteckigen Querschnitt ermittelt, werden selten das zulässige Maß überschreiten. Wo dies aber der Fall ist, genügen als Verstärkung die in den Stützenköpfen vorhandenen Radialeisen, wie dies später an einem Beispiel gezeigt wird.

7. Bei rechteckigen Feldern $a \cdot b$ können die Berechnungen wie für quadratische Felder mit der durchschnittlichen Seitenlänge

$$\frac{a + b}{2}$$

gerechnet werden, wenn

$$\frac{a}{b} < 1,1.$$

Ist $\frac{a}{b} > 1,1$ bis 1,3, so berechnet man beim Zweiwegesystem die Momente nach jeder Richtung wie für quadratische Platten mit den Spannweiten gleich den dazugehörenden Rechteckseiten.

Beim Vierwegesystem werden die Diagonalstreifen für eine Spannweite gleich der durchschnittlichen Spannweite berechnet.

8. Die an der Decke in den Stützen auftretenden Biegemomente werden um so kleiner sein, je steifer sie ausgebildet sind. Man wird hier zu unterscheiden haben zwischen Innen- und Außensäulen, ob es Säulen in unteren oder obersten Geschossen sind.

Bei Innensäulen wird bei totaler Belastung bei gleichen Feldweiten kein Biegemoment zu berücksichtigen sein. Die von ungleichmäßiger Belastung herrührenden Beanspruchungen werden insbesondere bei unteren Stockwerken bei der großen Steifigkeit der Säulenköpfe klein sein. Nimmt man etwa die Hälfte des in der Decke über dem Säulenkopfe wirkenden Momentes an, so wird man für Innensäulen am Kopfe $M_A = \frac{ql^2}{40}$ rechnen können. Das entsprechende Fußmoment wird mit größter Sicherheit mit $M_A = \frac{ql^2}{50}$ gerechnet werden können.

2. Ein Beispiel für die Berechnung eines Hochbaues mit trägerlosen Decken.

In einem Gebäude mit dem in Fig. 19a ersichtlichen Grundriß seien 2 Decken als Pilzdecken auszuführen. Die obere habe eine Nutzlast von 1000, die untere von 2000 kg/m² aufzunehmen.

Die Fundierung sei als Platte ausgeführt, die mit den Säulen zusammen als umgekehrte Pilzdecke betrachtet werden kann.

Der Grundriß ist mit einer Länge von 48, einer Breite von 24 m in Felder von je 6 × 6 m eingeteilt. Quer durch die Mitte wird eine Dehnungsfuge angeordnet. Diese Fuge kann durch die Säulen selbst durchgeführt werden. Es stehen dann gewissermaßen 2 Außensäulen nebeneinander. Da die Außensäule stärker sein muß wie die Innensäule, wäre diese Konstruktion weder architektonisch noch wirtschaftlich befriedigend. Im vorliegenden Falle ist also die Säule mit der einen Hälfte der Decke fest verbunden. Die andere Hälfte ruht auf dem Säulenkopf frei auf. Durch ihr Gewicht verkleinert sie das sonst in der Außensäule wirkende Moment. Jedenfalls hat die Säule ein Moment aufzunehmen, das zwischen dem der Außensäule und der Innensäule liegt.

An der Wand ist die Decke durch einen Eisenbetonbalken in monolithischer Verbindung mit den Außensäulen, um die Deckenkonstruktion von etwaigen Setzungen der Wand unabhängig zu machen.

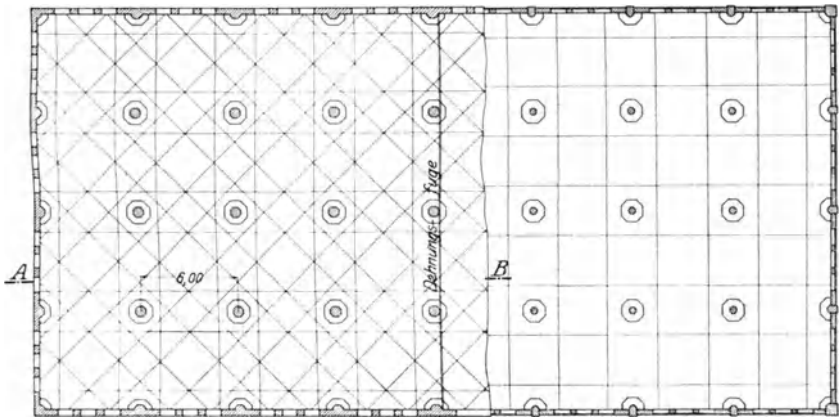
Statische Berechnung:

Im Obergeschoß sei die Nutzlast 1000 kg/m².

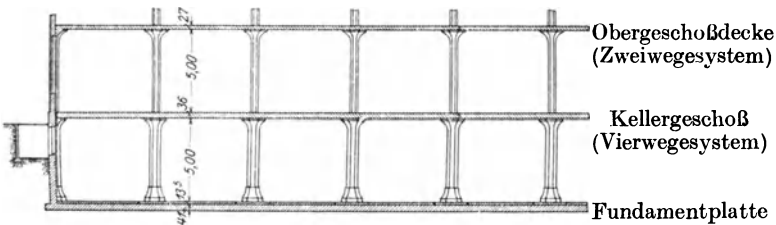
Die Decke werde im Zweiwegesystem ohne Unterlagsplatten ausgeführt.

Maßgebend für die Deckenstärke ist das Moment am Säulenkopf $\frac{ql^2}{16}$.
 In den Außenfeldern ist das Moment um 25 v. H. stärker anzunehmen
 oder $\frac{ql^2}{16} \cdot 1,25$.

Die zulässige Spannung sei im Eisen 1200 kg/cm^2 , im Beton werde die zulässige Spannung, da der Beton beim Säulenkopf allseitig gedrückt wird, mit 50 kg/cm^2 angenommen.



Grundriß: Kellergeschoß (Vierwegesystem). Obergeschöß (Zweiwegesystem).



Schnitt: A—B.

Fig. 19 a.

Bei einer Deckenstärke von 27 cm ist das Eigengewicht:

$$.0,27 \cdot 2400 = 650 \text{ kg/m}^2,$$

das Moment:

$$M_1 = \frac{(1000 + 650) 6,0^2}{16} \cdot 1,25 = 4640 \text{ kgm.}$$

Daraus ergibt sich für einen Streifen $b = 100 \text{ cm}$ nach der Zusammenstellung auf S. 16 $h' = h - a = 0,345\sqrt{4640} = 24,5 \text{ cm}$. Rechnet man mit einem mittleren Eisenabstand vom Rande von 2,5 cm, so zeigt sich, daß die angenommene Deckenstärke von 27 cm aus reichend ist.

Bewehrung: Die über die Säulen laufenden Gurtstreifen seien ebenso groß wie die Feldstreifen zu je 3 m gewählt. Über dem Säulenkopf ist zur Aufnahme der großen negativen Momente eine kräftige Bewehrung notwendig; die außer den zur Verfügung stehenden Eisen des Gurtstreifens noch besondere Zulageeisen erfordert.

Im Feldstreifen bestimmt man die Eisen nach dem Moment in Plattenmitte:

$$M_3 = \left(\frac{g}{32} + \frac{p}{25} \right) l^2 = \left(\frac{650}{32} + \frac{1000}{25} \right) 6,0^2 = 2170 \text{ kgm/m};$$

$$h' = h - a = 27 - 2,5 = 24,5 \text{ cm.}$$

Aus der Zusammenstellung S. 16 erhält man den notwendigen Eisenquerschnitt für $\sigma_{bd} = 35$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$:

$$F_e = 0,001722 \cdot \sqrt{217000} \cdot 100 = 8,0 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,080 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

Die Eisenstärke in der oberen Decke sei zu 12 mm \varnothing gewählt, so sind auf 3 m Breite 22 Eisen zu legen.

Für die Feldstreifen in den Randfeldern ist das Moment für die Eisen, die quer zum Rand laufen, um 25 v. H. verstärkt anzunehmen. Der Streifen ist dementsprechend auch um rund 25 v. H. mehr zu bewehren, auf die Breite des Streifens sind also 27 Eisen zu legen.

Im Gurtstreifen wird:

$$M_2 = \left(\frac{g}{25} + \frac{p}{18} \right) l^2 = \left(\frac{0,065}{25} + \frac{0,1}{18} \right) 600^2 = 2590 \text{ kgcm/cm};$$

$$h' = h - a = 24,5 \text{ wie oben.}$$

Nach der Zusammenstellung auf S. 16 findet man für $\sigma_e = 1200$; $\sigma_{bd} = 40$:

$$F_e = 0,00195 \sqrt{2590} \simeq 0,098 \text{ cm}^2/\text{cm};$$

auf 3 m Breite sind also: $\frac{0,098 \cdot 300}{1,13} = 26$ Eisen zu legen.

Im Randfeld sind wiederum in Richtung quer zum Rand wegen des um 25 v. H. größeren Momentes 25 v. H. mehr Eisen, also rund 33 Eisen erforderlich.

Stützenkopf: Seine Breite werde zu $0,234 l = 1,4 \text{ m}$ angenommen:

$$M = \frac{ql^2}{16} = \frac{0,165 \cdot 600^2}{16} = 3710 \text{ kgcm/cm};$$

$$h' = h - a = 23,5 \text{ cm}; \quad \sigma_e = 1200; \quad \sigma_{bd} = 45;$$

$$F_e = 0,002158 \sqrt{3710} \simeq 0,150 \text{ cm}^2/\text{cm};$$

im Gurtstreifen sind schon 0,98 vorhanden; mithin sind noch $0,150 - 0,098 = 0,052 \text{ cm}^2/\text{cm}$ mehr erforderlich, oder auf die ganze Breite $140 \cdot 0,052 = 7,28 \text{ cm}^2$, d. h. es sind 7 Eisen vom anderen Streifen über die Stütze wegzuführen.

Im Außenfeld sind $0,159 \cdot 1,25 = 0,2 \text{ cm}^2/\text{cm}$ erforderlich. Vorhanden sind:

$$0,098 \cdot 0,125 = 0,123 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Es fehlen also $0,2 - 0,123 = 0,077$ oder auf 1,4 m $0,047 \cdot 140 = 10,9 \text{ cm}^2$, d. h. es sind von der Gegenseite $\frac{10,9}{1,13} = 10$ Eisen durchzuführen.

An den Randsäulen sind diese Eisen besonders zuzulegen.

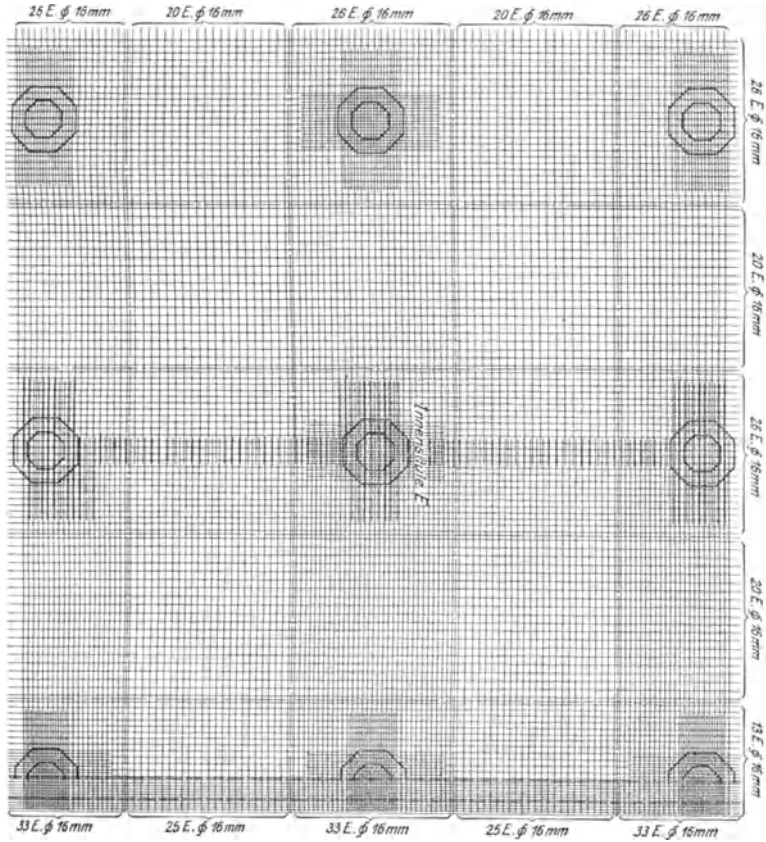


Fig. 19b. Grundriß mit Eisenverteilung im Obergeschoß (Zweiwegesystem).

Zur weiteren Verstärkung der Säulenköpfe sollen die Eiseneinlagen der Säule noch in die Platte eingeführt werden, wie dies in Fig. 19c gezeigt wird.

Schubspannungen: Die Schubspannungen sind am Rand des Säulenkopfes am größten.

Die Fläche des Säulenkopfes (8eckig):

$$D = 1,4 = 8 \cdot 0,7^2 \cdot \text{tg} \frac{360}{16} = 1,625 \text{ m}^2.$$

Der Rand des Säulenkopfes = $16 \cdot 0,7 \cdot \text{tg} \frac{360}{16} = 4,65 \text{ m}$.

Die Schubspannung ist also im Mittel:

$$\tau = \frac{(36 - 1,63) \cdot 1650}{465 \cdot 27} = 4,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Sie ist also etwas größer als die zulässige von 4 kg/cm^2 . Die vorhandenen aufgebogenen Eisen genügen zur Verstärkung.

Säule: Es sei angenommen, daß neben Eigenlast und Nutzlast vom Dach auf jede Säule noch 10 t kommen.

Der Querschnitt sei 8 eckig, bewehrt mit $8 \varnothing 18 \text{ mm}$. Die Seitenlänge a sei $18,7 \text{ cm}$, der Innendurchmesser $D = 45 \text{ cm}$.

Es ist (für $n = 15$):

$$F_i = 4,83 a^2 + 8 n f_e = 4,83 \cdot 18,7^2 + 8 \cdot 15 \cdot 2,54 = 1985 \text{ cm}^2;$$

$$W_i = 0,542 a^4 + 4 n f_e \left[\left(\frac{a}{2} - c \right)^2 + (a - c)^2 \right];$$

$$J_i = 0,542 \cdot 18,7^4 + 4 \cdot 15 \cdot 254 (20^2 + 17,7^2) = 174900 \text{ cm}^4.$$

Bei der Beanspruchung sind zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Größte zentrische Belastung bei total belasteter Decke,
2. größtes Moment bei feldweise belasteter Decke.

Belastung bei 1:

vom Dach	10,0 t
Eigengewicht + Nutzlast der Decke $6^2 \cdot 1,65$. .	59,4 t
	69,4 t

Belastung bei 2:

vom Dach	10,0 t
Eigengewicht der Decke $36 \cdot 0,65$	23,4 t
Nutzlast der halbbelasteten Decke $18 \cdot 1,00$. .	18,0 t
	51,4 t

Dazu kommt das Biegemoment:

$$\frac{p l^2}{40} \cdot \text{Säulenkopfbreite} = \frac{0,1 \cdot 600^2}{40} \cdot 140 = 126000 \text{ kg/cm}.$$

Von diesem Moment sollen $\frac{4}{5}$ in der Säule der Decke, $\frac{1}{5}$ in der oberen Fortsetzung aufgenommen werden. Also hat die Innensäule noch ein

Moment von $126000 \cdot \frac{4}{5} = 101000 \text{ kg/cm}$ aufzunehmen.

Die Beanspruchung der Säule ist also im

Fall 1: $\sigma_{bd} = \frac{69400}{1985} = 35 \text{ kg/cm}^2;$

Fall 2: $\sigma_{bd} = \frac{51400}{1985} + \frac{101000}{174000} \cdot 22,5 = 26 \pm 13 = 39 \text{ kg/cm}^2.$

Außensäule:

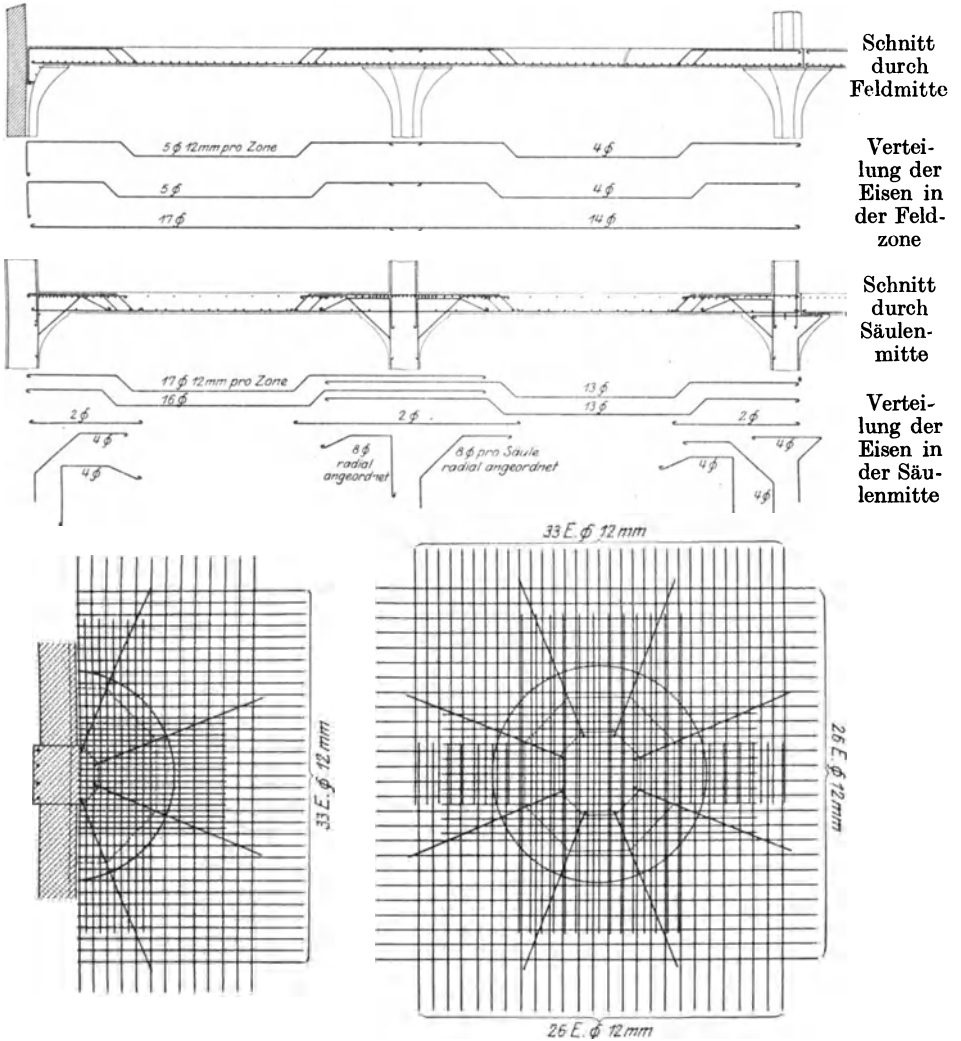
Bewehrung 8 Eisen 18 Ø. Querschnitt s. Fig. 19 c.

Betonquerschnitt: $F_b = 45^2 - \frac{2 \cdot 18,65^2}{4} = 1851 \text{ cm}^2;$

Eisenquerschnitt: $n F_e = 8 \cdot 15 \cdot 2,54 = 305 \text{ „}$
 $F_i = 2156 \text{ cm}^2;$

$x = 20,6 \text{ cm}$ (berechnet aus $\frac{S}{F}$).

$J_i = 249\,350 \text{ cm}^4.$



Außensäule.

Innensäule.

Fig. 19c. Einzelheiten der Obergeschoßdecke.

Belastung:

vom Dach	7 t
Eigengewicht + Nutzlast der Decke $18 \cdot 1,65 = 29,7$	<u>30 t</u>
	37 t

Das Moment wird mit $M_4 = \frac{ql^2}{40} = \frac{0,165 \cdot 600^2}{40} \cdot 140 = 208\,000 \text{ kg/cm}$.

Hiervon sollen von der Säule $\frac{4}{5}$ aufgenommen werden, $\frac{1}{5}$ von ihrer Fortsetzung nach oben, also:

$$208\,000 \cdot \frac{4}{5} = 166\,000 \text{ kg/cm}.$$

Die Beanspruchung ist also:

$$= \frac{37\,000}{2156} + \frac{166\,000}{249\,350} \cdot 24,4 = 17,2 + 16,3 = 33,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Fig. 19 c zeigt die berechneten Einzelheiten, im Besonderen die Verteilung der Eiseneinlagen in den Feldern und Stützen beim Zweiwegesystem.

Die Decke des Untergeschosses trage eine Nutzlast von 2000 kg/m^2 .

Die Ausführung sei im Vierwegesystem angenommen (Fig. 19 d).

Die Decke werde ohne Unterlagsplatten ausgeführt. Die Deckenstärke bestimmt sich nach dem Moment an der Säule, das im Außenfeld $\frac{ql^2}{16} \cdot 1,25$ beträgt. Bei einer Deckenstärke von 36 cm ist

die Belastung durch Eigengewicht $0,36 \cdot 2400 = 860 \text{ kg/m}^2$	
Nutzlast	<u>2000 „</u>
	2860 kg/m^2 ;

$$M_1 = \frac{0,286 \cdot 600^2}{16} \cdot 1,25 = 8050 \text{ kgcm/cm}.$$

Für $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_{bd} = 50$ wird wie vorher:

$$h' = h - a = 0,395 \sqrt{8050} \cong 32 \text{ cm}.$$

Wegen der vielen übereinanderlaufenden Eisen soll $a = 4 \text{ cm}$ gerechnet werden. Eine Deckenstärke von 36 cm ist also ausreichend.

Die Bewehrung für einen Diagonalstreifen (Innenfeld):

$$M_3 = \frac{gl^2}{32} + \frac{pl^2}{25} = \left(\frac{0,086}{32} + \frac{0,200}{25} \right) 600^2 = 3850 \text{ kgcm/cm};$$

$$a = 2,5 \text{ cm}; \quad h - a = 33,5.$$

Für $\sigma_e = 1200$, $\sigma_{bd} = 40$ ergibt sich in derselben Weise wie vorher. $F_e = 0,119 \text{ cm}^2/\text{cm}$; die Breite der Diagonalstreifen, ebenso der Gurtstreifen, ist 2,49 m.

Der Eisenbedarf für einen Diagonalstreifen wird dann:

$$249 \cdot 0,119 = 29,6 \text{ cm}^2.$$

Die Eisenstärke wird zu 15 mm \varnothing gewählt.

Die Zahl der Eisen für den Diagonalstreifen beträgt also:

$$\frac{29,6}{1,77} = 16,8 \approx 17.$$

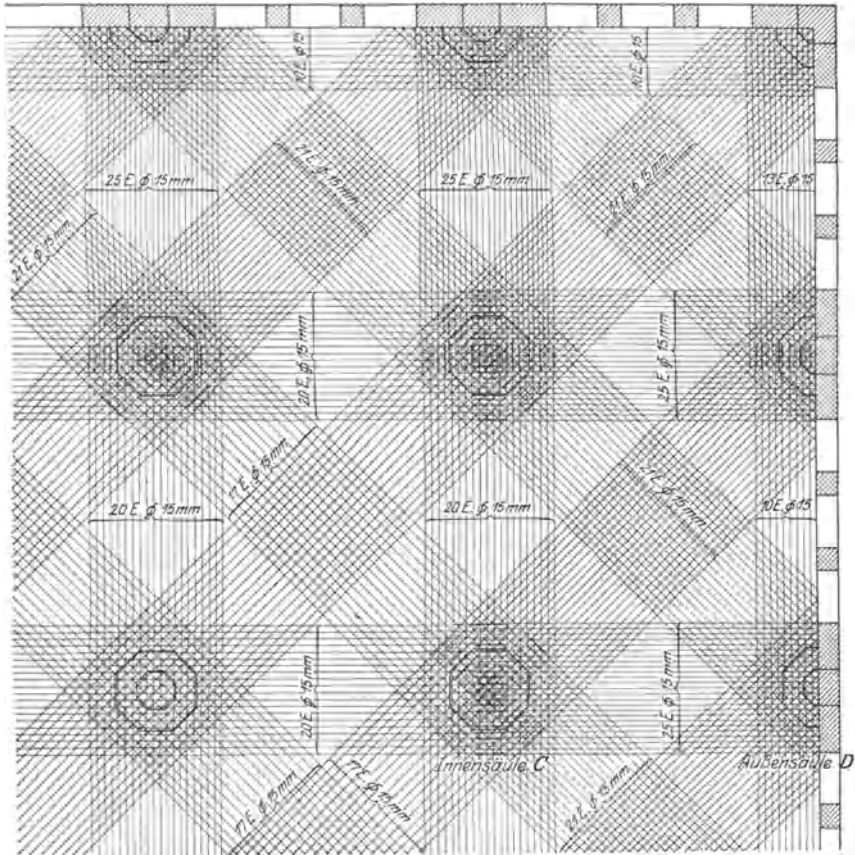


Fig. 19d. Grundriß der Decke über dem Kellergeschoß (Vierwegesystem).

In den Randfeldern werden beide Streifen um 25 v. H. verstärkt, der Streifen erhält also dort:

$$16,8 \cdot 1,25 = 21 \text{ Eisen.}$$

Gurtstreifen:

$$M_2 = \frac{gl^2}{25} + \frac{pl^2}{18} = \left(\frac{0,086}{25} + \frac{0,200}{18} \right) 600^2 = 5240 \text{ kgcm/cm};$$

$$a = 1,8 \text{ cm}; \quad h - a = 36 - 1,8 = 34,2 \text{ cm.}$$

Bei $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_{ab} = 40 \text{ kg/cm}^2$ ergibt sich $F_e = 0,141 \text{ cm}^2/\text{cm}$.

174 Trägerlose nach mehreren Richtungen bewehrte Eisenbetonplatten.

Die Zahl der Eisen (15 mm \varnothing) für einen Streifen beträgt:

$$\frac{249 \cdot 141}{1177} = 19,8 \approx 20 \text{ Eisen.}$$

In den Außenfeldern 25 v. H. mehr oder 25 Eisen.

Stützenkopf: Nach der Wahl der Eisen 15 mm \varnothing erscheint, da 4 Scharen sich über dem Kopf kreuzen, ein a von $2 \cdot 1,5 + 1 = 4$ cm ausreichend. Die Platte hätte also 1 cm schwächer gemacht werden können.

Über der Innensäule ist:

$$M_1 = \frac{0,286 \cdot 600^2}{16} = 6450 \text{ kgcm/cm.}$$

Es wird $F_e = 0,19 \text{ cm}^2/\text{cm}$ oder auf 1,4 m: $1400 \cdot 0,19 = 26,6 \text{ cm}^2$.

Vorhanden sind vom Gurtstreifen:

$$20 \cdot 1,77 \cdot \frac{1,4}{2,49} = 19,9 \text{ cm}^2,$$

von den Diagonalstreifen:

$$2 \cdot \frac{17 \cdot 1,77 \cdot 1,4}{2,49 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{2}} = 16,9 \text{ cm}^2$$

Die vorhandenen Eiseneinlagen reichen also aus.

An der Außensäule sind sowohl Momente wie auch Eiseneinlagen um 25 v. H. größer. Die vier vorhandenen Scharen von Eiseneinlagen reichen also aus.

Schubspannungen.

Ist die Fläche des Säulenkopfes wie bei der oberen Decke $1,625 \text{ m}^2$ und die Randlänge 4,65 m, so wird:

$$\tau = \frac{(36 - 1,63) 2860}{465 \cdot 36} = 6,05 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubspannungen können also vom Beton nicht allein aufgenommen werden. Die Stelle, wo die ersten Eisenaufbiegungen erfolgen müssen, kann man angenähert berechnen, wenn man annimmt, daß sich die Schubspannungen auf einem Kreise zentrisch zum Stützenkopf gleichmäßig verteilen. Der Radius x des Kreises, an dem die Schubspannung $\tau_0 = 4 \text{ kg/cm}^2$ ist, ergibt sich dann aus der Gleichung:

$$\frac{(36 - \pi x^2) 2860}{2 \pi x \cdot 100 \cdot 36} = 4; \quad x = 1,03 \text{ m.}$$

Die Eisen können, da sie alle aufgebogen sind, die Schubspannungen leicht aufnehmen, wie ohne Nachrechnung ersichtlich ist.

Untere Säulen.

1. Innensäule.

Belastung:

Dach	10,0 t
obere Decke $36 \cdot 1,65$	59,4 t
obere Säule (Querschnitt 0,168 m) $0,168 \cdot 2,4 \cdot 5$	2,0 t
untere Decke, Eigengewicht $36 \cdot 0,86$	31,0 t
	102,4 t
Dazu bei Totalbelastung $36 \cdot 2,0$	72,0 t
größte Belastung	174,4 t
bei Halbbelastung (Größtmoment)	-36,0 t
	138,4 t.

Das Größtmoment: $\frac{0,2 \cdot 600^2}{40} \cdot 140 = 252\,000 \text{ kgcm}$.

Säulenquerschnitt (s. Fig. 19c) bewehrt mit 8 Eisen $\varnothing 29 \text{ mm}$;
 $D_1 = 66 \text{ cm}$, $a = 27,4 \text{ cm}$, $c = 3,5 \text{ cm}$ ergibt wie vorher:

$$F_i = 4320 \text{ cm}^2; \quad J = 910\,000 \text{ cm}^4.$$

Das Moment 252 000 kg/cm kann bei gleicher Säulenhöhe im Verhältnis der Trägheitsmomente auf die obere und untere Säule verteilt angenommen werden. Die untere Säule hat also aufzunehmen:

$$252\,000 \cdot \frac{910\,000}{910\,000 + 175\,000} = 211\,000 \text{ kgcm},$$

die obere $252\,000 - 211\,000 = 41\,000 \text{ kgcm}$.

Bei Gesamtbelastung wird die größte Druckspannung in der unteren Säule:

$$\sigma_{bd} = \frac{174\,400}{4320} = 40,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Größtmoment erzeugt Spannungen von:

$$\sigma_{bd} = \frac{138\,400}{4320} \pm \frac{211\,000}{910\,000} \cdot 33 = 32,1 \pm 7,7 = 39,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Der untere Teil der oberen Säule hat eine Gesamtbelastung von $69,4 + 2 = 71,4 \text{ t}$ zu tragen. Dazu kommt noch ein Moment von 41 000 kgcm, er wird also beansprucht mit:

$$\frac{71\,400}{1985} \pm \frac{41\,000}{175\,000} \cdot 22,5 = 36 \pm 5,3 = 41,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Außensäule hat einen ähnlichen Querschnitt wie oben mit $D = 66 \text{ cm}$, bewehrt mit $27 \varnothing 8 \text{ mm}$. Es wird:

$$F_i = 4662 \text{ cm}^2; \quad J = 1\,269\,600 \text{ cm}^4.$$

Abstand der Nulllinie von links $x = 30,3 \text{ cm}$.

176 Trägerlose, nach mehreren Richtungen bewehrte Eisenbetonplatten.

Belastung:

vom Dach	7,0 t
obere Decke 18 · 1,65 . .	29,7 t
untere Decke 18 · 2,86 . .	51,5 t
obere Säule	2,0 t
	90,2 t

Größtmoment, durch Eigengewicht und Nutzlast hervorgerufen:

$$\frac{0,286 \cdot 600^2}{40} \cdot 140 = 360\,000 \text{ kg cm.}$$

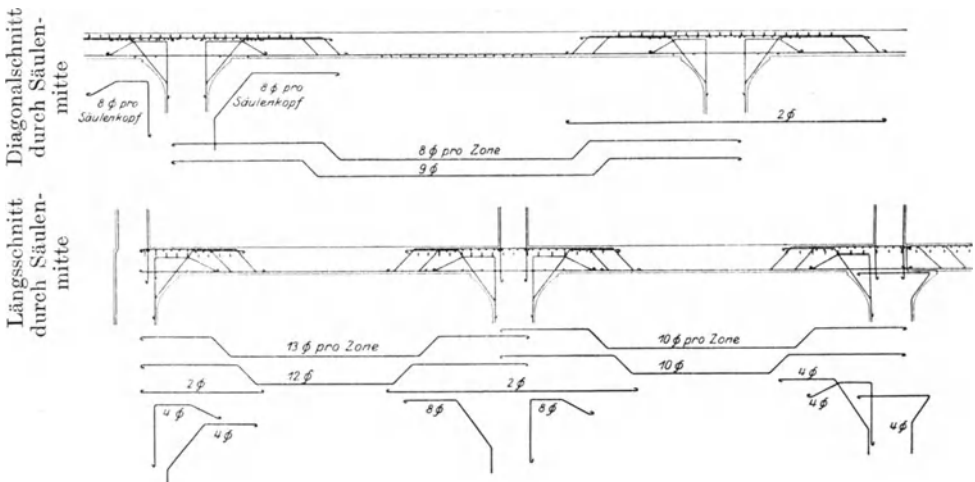


Fig. 19 e. Einzelheiten der Kellergeschoßdecke (Vierwegesystem).

Dieses Moment verteilt sich wieder nach den Trägheitsmomenten auf die obere und untere Säule. Die untere Säule hat aufzunehmen:

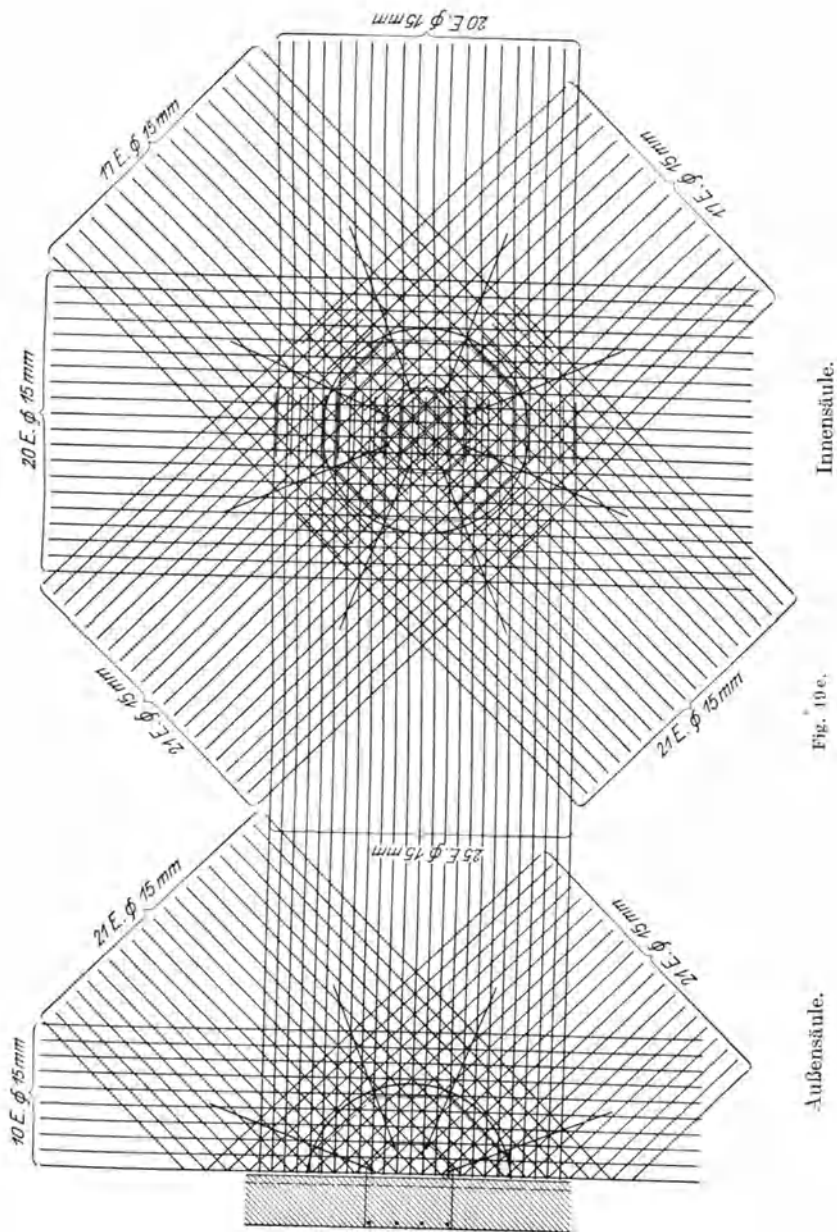
$$360\,000 \cdot \frac{1\,269\,600}{1\,269\,600 + 249\,350} = 301\,000 \text{ kg cm.}$$

Die größte Spannung ist also:

$$\sigma_{ba} = \frac{90\,200}{4662} + \frac{301\,000}{1\,269\,600} \cdot 35,7 = 19,3 + 8,5 = 27,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Darstellung der berechneten Einzelheiten für das Vierwegesystem ist in Fig. 19 e ersichtlich.

Die Fundamentplatte wird wieder nach dem Zweiwegesystem bewehrt angenommen und mit Unterlagsplatten ausgeführt. Das Eigengewicht der Platte und die Nutzlast liegt direkt auf dem Boden auf, kommt also für die Berechnung nicht in Frage.



Belastung:

oberes Stockwerk (Eigengewicht + Nutzlast) 0,165 kg/cm²
 unteres Stockwerk 0,286 „

Dazu auf ein Feld

vom Dach 10 t
 obere Säule 2 t
 untere Säule (Querschnitt 0,363 m²)
 0,363 · 2,4 · 5,0 4,4 t
—————
 16,4 t

oder $\frac{16400}{600^2}$ 0,046 „

0,497 kg/cm² ≈ 0,5 kg/cm².

Maßgebend für die Plattenstärke ist das Moment im äußeren Gurtstreifen:

$$M'_2 = 1,25 \cdot \frac{gl^2}{25} = 1,25 \cdot \frac{0,5 \cdot 600^2}{25} = 9000 \text{ kg cm/cm.}$$

Als zulässige Spannung im Beton soll $\sigma_{b\bar{a}} = 50 \text{ kg/cm}^2$ angenommen werden.

Man findet für $\sigma_{b\bar{a}} = 50$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$:

$$h' = h - a \approx 0,410 \sqrt{9000} \approx 39 \text{ cm}; h = 41 \text{ cm.}$$

Der Eisenquerschnitt ergibt sich an dieser Stelle zu 0,216 cm²/cm. Der Eisendurchmesser zu 16 mm gewählt, ergibt auf die Breite des Gürtels von 3 m eine Zahl von

$$\frac{0,216 \cdot 300}{2,01} = 32,2 \approx 33 \text{ Eisen.}$$

In den Mittelfeldern sind 25 v. H. weniger erforderlich, oder

$$\frac{32,2}{1,25} = 26 \text{ Eisen auf 3 m.}$$

In der Plattenmitte beträgt das Moment: $M_3 = \frac{0,5 \cdot 600^2}{32} = 5620 \text{ kgcm/cm};$

Für $h' = h - a = 38,5$ wird:

$$F_e \approx 0,135 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

Notwendige Eisen auf 3 m: $\frac{0,134 \cdot 300}{2,01} = 20 \text{ Stck.}$

In den Außenfeldern 25 v. H. mehr oder $20 \cdot 1,25 = 25$ Eisen auf 3 m.

Die Unterlagsplatte, mit $2 \cdot 2 \text{ m}$ angenommen, hat eine Stärke:

$$\frac{41}{3} \approx 13,5 \text{ cm.}$$

Das Moment am Säulenfuß:

$$M'_1 = \frac{0,5 \cdot 600^2}{16} = 11\,600 \text{ kg cm/cm};$$

Für $h' = h - a = 41 + 13,5 - 3,0 = 51,5 \text{ cm}$ wird:

$$F_e \cong 0,210.$$

Der Säulenfuß hat eine Breite von 1,2 m. Es sind dann $\frac{0,209 \cdot 120}{2,01} = 12,5$ Eisen notwendig.

Im Gurtstreifen liegen $\frac{20}{3,0} \cdot 1,2 = 8$ Eisen.

Mithin sind also von der Gegenseite noch 5 durchzuführen. Bei den Außensäulen sind entsprechend mindestens $4,5 \cdot 1,25 = 6$ durchzuführen. Schubspannungen.

Am Rand der Unterlagsplatte $2 \cdot 2 \text{ m}$:

$$\tau = \frac{5000 \cdot (36 - 4)}{4 \cdot 200 \cdot 41} = 4,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Am Rand des Säulenkopfes:

Die Größe des Säulenkopfes ist: $8 \cdot 0,6^2 \cdot \text{tg} \frac{360}{16} = 1,2 \text{ m}^2$.

Die Randlänge beträgt:

$$16 \cdot 0,6 \cdot \text{tg} \frac{360}{16} = 4,0 \text{ m}.$$

Sonach ist: $\tau = \frac{5000 (36 - 1,2)}{400 \cdot 54,5} = 8 \text{ kg/cm}^2$.

Die Zahl der aufzubiegenden Eisen:

Entfernung von Säulenmitte, wo $\tau_o = 4 \text{ kg/cm}^2$, wie vorher:

$$\tau_o = \frac{5000 (36 - x^2)}{4 \cdot x \cdot 100 \cdot 41} = 4; \quad x = 2,35 \text{ m}.$$

Bis zur Unterlagsplatte sind also aufzubiegen:

$$35 \cdot \frac{100 + 117,5}{2} \frac{4 - 4,9}{2} = \frac{201 \cdot 1200}{2} \sim 1 \text{ Eisen}.$$

Von der Unterlagsplatte bis zum Säulenfußrand werden die Schubspannungen größer.

Die aus den Säulen in die Deckenplatte hineingeführten aufgebogenen Eisen genügen vollkommen, wie man sich durch überschlägige Rechnung überzeugen kann.

Die Einzelheiten der Eisenverteilung in der Fundamentplatte nach dem Zweiwegesystem sind in Fig. 19f dargestellt.

Beanspruchung der Säulen: In den Innensäulen tritt, da die Last nahezu gleichförmig über die Fundamentplatte verteilt ist, kein Moment auf. Das Moment der Außensäulen ist:

$$kM_4 = \frac{0,5 \cdot 600^2}{40} \cdot 120 = 540\,000 \text{ kg cm.}$$

Die Spannungen sind demnach:

$$\sigma_{bd} = \frac{90\,200}{4602} + \frac{540\,000}{1\,269\,600} \cdot 35,7 = 19,3 + 14,9 = 34,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Dazu kommen noch vom Eigengewicht der Säule

$$5 \cdot 0,24 = 1,2 \text{ kg/cm}^2,$$

so daß die größte Spannung 35,4 kg/cm² beträgt.

Ein Vergleich zeigt, daß das Zweiwegesystem übersichtlicher und, wie sich leicht nachweisen läßt, wegen des geringeren Eisenverbrauchs etwas wirtschaftlicher ist als das Vierwegesystem. Aus Fig. 19f kann man die besondere Eignung der trägerlosen Decken für Fundamentplatten ersehen.

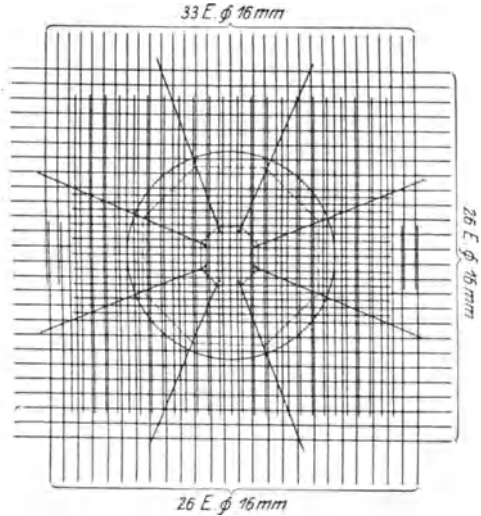


Fig. 19f. Innensäule E.

III. Entwurf einer Wagenhalle.

Der in Fig. 20a—c dargestellte Bau¹⁾ zeigt die Anordnung der Haupttragteile. Die Hauptbinder sind als dreistiellige Rahmen mit parabolisch gekrümmten Riegeln ausgebildet; die Stiele sind gelenkig gelagert, wobei die Gelenke in Höhe von Schienenoberkante liegen.

a) Berechnung der Dachhaut.

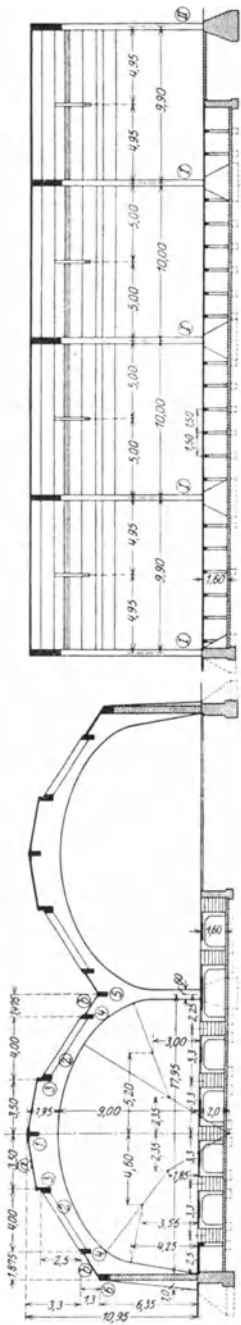
Platte a: Spannweite $\frac{7,00 \text{ m}}{2} = 3,50 \text{ m,}$

Neigungswinkel $\alpha = 14^\circ$ ($\sin \alpha = 0,24192$, $\cos \alpha = 0,9703$),
Belastung:

Eigengewicht	0,09 · 2400	= 216	kg/m ²
Dachpappe	= 20	„
Putz	= 18	„
		g = 254	kg/m ²

Schnee	75 cos α	= 73	„
Wind	125 sin ² α	= 7,3	„
		p = 80,3	kg/m ²

¹⁾ Entwurf und Ausführung dieser Halle der Barmer Bergbahn stammen von der Eisenbetonunternehmung Dücker & Co., Düsseldorf.



b) Längenschnitt.

a) Querschnitt.

Für ein Endfeld der über 3 Stützen durchgehenden Platte wird:

$$M = (0,07g + 0,095p) l^2 = 312 \text{ kgm.}$$

Das Zusatzmoment für eine Einzellast von 100 kg in der Mitte der Platte beträgt

$$\frac{1}{3} \cdot 100 \cdot 3,50 = 70 \text{ kgm.}$$

Mithin ist:

$$M_{\max} = 31200 + 7000 = 38200 \text{ kgcm.}$$

Für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ wird nach Zus. II, S. 16.

$$k' = 0,438 \sqrt{\frac{M}{b}} = 8,5 \text{ cm,}$$

$$f_e = 0,002503 \sqrt{M \cdot b} = 5,93 \text{ cm}^2,$$

gewählt:

$$h = 9,5 \text{ cm,}$$

$$F_e = 5,9 \text{ cm}^2 \text{ (7 } \frac{1}{2} \text{ Stäbe } \varnothing 10 \text{ mm).}$$

Über dem Unterzug ist:

$$M = 0,125 (254 + 80,3) \cdot 12,25 + \frac{1}{4} \cdot 100 \cdot 3,5, \\ = 51300 + 8750 = 60050 \text{ kgcm.}$$

Dementsprechend wird:

$$k' = 0,438 \sqrt{\frac{M}{b}} = 10,8 \text{ cm,}$$

$$f_e = 0,0025 \sqrt{M \cdot b} = 5,0 \text{ cm}^2,$$

gewählt:

$$h = 15 \text{ cm,}$$

$$F_e = 5,11 \text{ cm}^2 \text{ (6 } \frac{1}{2} \text{ Stäbe } \varnothing 10 \text{ mm).}$$



c) Dachunterricht.

Fig. 20.

Für die Platte b mit der Spannweite 1,80 m,

$$\alpha = 32^\circ \quad (\sin \alpha = 0,52992, \quad \cos \alpha = 0,84805):$$

Eigengewicht	$0,08 \cdot 2400$	=	192	kg/m ²
Dachpappe		=	20	„
Putz		=	18	„
				g = 230	kg/m ²
Schnee	$75 \cos \alpha$	=	63,6	kg/m ²
Wind	$125 \sin^2 \alpha$	=	35,2	„
				p = 98,8	kg/m ²

$$M = \frac{1}{8} \cdot (230 + 988) \cdot 1,8^2 + \frac{1}{4} \cdot 100 \cdot 1,8 = 134 + 45 = 179 \text{ kgm},$$

$$h' = 0,438 \sqrt{\frac{M}{b}} \cong 6,00 \text{ cm},$$

$$F_e = 0,00254 \sqrt{M \cdot b} = 3,51 \text{ cm}^2,$$

gewählt: $h = 8 \text{ cm},$

$$F_e = 3,52 \text{ cm}^2 \text{ (7 Stäbe } \varnothing 8 \text{ mm).}$$

Der Unterzug 1 mit der Spannweite $l = 10,0 \text{ m}$ hat eine Belastung $A_2 = 1,25 (g + p) l$:

Eigengewicht	$0,25 \cdot 0,70 \cdot 2400$	=	420	kg/m
von Platte a	$3,50 \cdot 254$	=	889	„
				1309	kg/m/lfd.
$g = 1309 \cdot 1,25$		=	1635	kg/m/lfd.
Schnee	$3,50 \cdot 73$	=	256	kg/m
Wind	$\frac{1}{2} \cdot 3,50 \cdot 7,3$	=	12,8	„
				268,8	kg/m
$p = 268,8 \cdot 1,25$		=	336	kg/m/lfd.

Der Unterzug wird als kontinuierlicher Träger über drei Felder gerechnet und ergibt für ein Endfeld:

$$M = (0,08 \cdot 1635 + 0,1 \cdot 336) 100 = 1\,646\,000 \text{ kgcm}.$$

Für den Querschnitt mit den Abmessungen nach Fig. 21 a:

$$h = 80 \text{ cm}, \quad h' = h - a = 80 - 5 = 75 \text{ cm}, \quad b = 25 \text{ cm},$$

$$d = 9,5 \text{ cm}, \quad B = 2 \cdot 8 d = a = 16 \cdot 9,5 = 152 \text{ cm},$$

$$F_e = 20,30 \text{ cm}^2 \text{ (4 } \varnothing 22 + 2 \varnothing 18 \text{ mm); } \quad n = 10$$

wird:

$$x = \frac{\frac{d^2 \cdot B}{2} + n \cdot h' \cdot F_e}{d \cdot B + n \cdot F_e} = \frac{\frac{9,5^2 \cdot 152}{2} + 10 \cdot 75 \cdot 20,30}{9,5 \cdot 152 + 10 \cdot 20,30} = 13,4 \text{ cm},$$

$$\sigma_{ba} = \frac{M}{\frac{B \cdot x}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right) - \frac{B (x - d)^2}{2x} \left(h - a - \frac{2}{3} d - \frac{x}{3} \right)}$$

Nach Einsetzen wird:

$$\sigma_{bd} = \frac{1\,646\,000}{\frac{152 \cdot 13,4}{2} \left(75 - \frac{13,4}{3}\right) - \frac{152(13,4 - 9,5)^2}{2 \cdot 13,4} \left(75 - \frac{2}{3}\right) \cdot 9,5 \frac{13,4}{3}} = 24,8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_{bd} \frac{h - a - x}{x} = 10 \cdot 24,8 \cdot \frac{75 - 13,4}{13,4} = 1140 \text{ kg/cm}^2.$$

Im Mittelfeld wird

$$M = (0,025 \cdot 1635 + 0,075 \cdot 336) 100 = 660\,000 \text{ kgcm.}$$

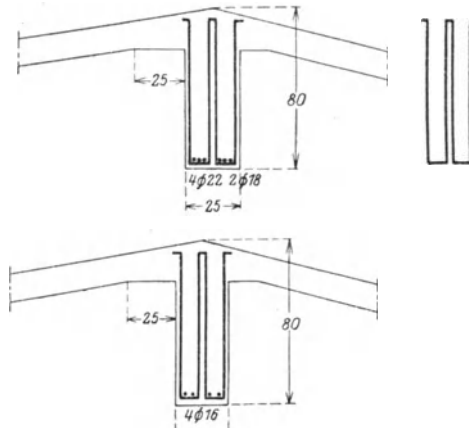


Fig. 21 a.

Mit demselben Betonquerschnitt wie vorher und $F_e = 8,04 \text{ cm}^2$ ($4 \varnothing 16 \text{ mm}$) wird:

$$x = \frac{\frac{9,5^2 \cdot 152}{2} + 10 \cdot 75 \cdot 8,04}{9,5 \cdot 152 + 10 \cdot 8,04} = \frac{12\,890}{2246} = 5,75 \text{ cm,}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 660\,000}{5,75 \cdot 152 \left(75 - \frac{5,75}{3}\right)} = 2,07 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{660\,000}{8,04 \cdot \left(75 - \frac{5,75}{3}\right)} = 1125 \text{ kg/cm}^2.$$

Über dem Rahmenbinder ist

$$M = -(0,1 \cdot 1635 + 0,116 \cdot 336) \cdot 100 = -2\,024\,000 \text{ kgcm.}$$

Der doppeltbewehrte Querschnitt mit $F_e = F'_e = 27,04 \text{ cm}^2$, $h = 80 \text{ cm}$, $h' = 75 \text{ cm}$, $b = 25 \text{ cm}$, $a = a' = 5 \text{ cm}$ ($4 \varnothing 16 + 5 \varnothing 22 \text{ mm}$) ergibt

mit $n = 10$ nach Gl. (14), Bd. I, unter Vernachlässigung des Beton-zugquerschnittes:

$$x = \frac{n \cdot (F_e + F'_e)}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b [F'_e \cdot a' + F_e (h - a)]}{n (F_e + F'_e)^2}} \right) = 25,3 \text{ cm}^4,$$

$$J_n = \frac{25 \cdot 25,3^3}{3} + 10 \cdot 27,04 (25,3 - 5)^2 + 10 \cdot 27,04 \cdot (75 - 25,3)^2 = 911\,500 \text{ cm}^4,$$

mit $M = -2\,024\,000$ kgcm wird:

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{J_n} = \frac{2\,024\,000 \cdot 25,3}{911\,500} = 56,2 \text{ kg/cm}^2$$

(über dem Auflager ist eine höhere Druckspannung im Beton zulässig),

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{2\,024\,000 \cdot (75 - 25,3)}{911\,500} = 1104 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{2\,024\,000 \cdot (25,3 - 5)}{911\,500} = 450 \text{ kg/cm}^2.$$

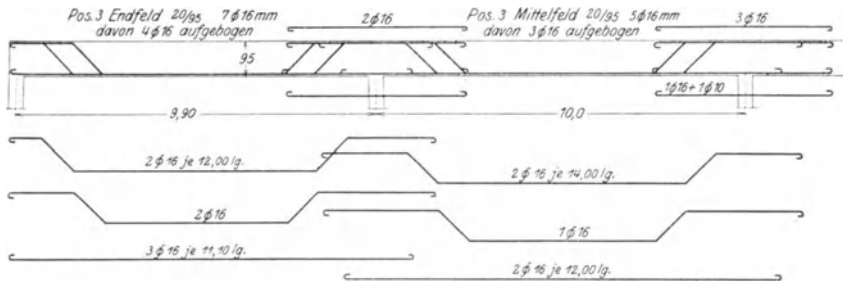


Fig. 21 b.

Die Berechnung der Schubspannungen aus den Auflagerdrücken

$$A = (0,49 \cdot 1635 + 0,45 \cdot 336) 10 = 9510 \text{ kg}$$

und

$$B = (1,1 \cdot 1635 + 1,2 \cdot 336) 10 = 21\,980 \text{ kg}$$

ergibt

$$\tau_1 = \frac{9510}{25 (80 - 5 - 8,5)} = 5,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau_2 = \frac{\frac{1}{2} \cdot 21\,980}{25 (80 - 5 - 4,8)} = 5,6 \text{ kg/m}^2.$$

Es werden 3 Eisen aufgebogen mit $F_e = 11,4 \text{ cm}^2$ (Fig. 21 b), die eine Zugkraft von $F_e \sigma_e = 11,4 \cdot 1000 = 11\,400 \text{ kg}$ aufnehmen können, die die aus den Schubkräften sich ergebende Zugkraft nicht erreicht.

Die Pfette zur Unterstützung des Oberlichtes hat eine Spannweite von 5,00 m.

Die Belastung besteht aus:

$$\begin{aligned} \text{Glasdach } \frac{3,70 \cdot 40}{2} & \dots\dots\dots = 74,0 \text{ kg/m} \\ \text{Schnee } 75 \cos 32^\circ \frac{3,7}{2} & \dots\dots\dots = 118,0 \text{ ,,} \\ \text{Wind } 125 \sin^2 32^\circ \frac{3,7}{2} & \dots\dots\dots = 62,4 \text{ ,,} \\ \hline g & = 254,40 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$M = \frac{1}{8} g l^2 = \frac{1}{8} \cdot 254,40 \cdot 25 \dots\dots = 795 \text{ kgm.}$$

Die Momentebene schließt mit der Hauptachse des Querschnittes einen Winkel ($\varphi = 58^\circ$) ein (Fig. 21 c):

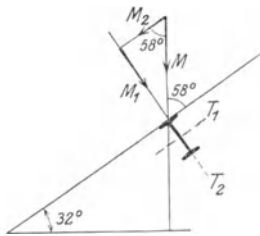


Fig. 21 c.

$$(\sin \varphi = 0,84805); \quad (\cos \varphi = 0,52992).$$

Die Seitenmomente:

$$\begin{aligned} M_1 & = 79500 \cdot 0,84805 = 67500 \text{ kgcm,} \\ M_2 & = 79500 \cdot 0,52992 = 42000 \text{ kgcm,} \\ \sigma & = \frac{67500}{397} + \frac{42000}{46,5} = 1073 \text{ kg/cm}^2, \end{aligned}$$

gewählt: N. P. 25, Gewicht/m: 39,01 kg.

Auflagerdruck:

$$A = 254,4 \cdot \frac{5,0}{2} = 635 \text{ kg.}$$

Der Zwischenbalken 2 mit der Spannweite 4,00 m hat eine Belastung:

$$\begin{aligned} \text{Eigengewicht } 0,20 \cdot 0,45 \cdot 2400 & \dots\dots = 216 \text{ kg/m} \\ \text{Einzellast } 2 \cdot 635 & \dots\dots\dots = 1270 \text{ ,,} \\ M & = \frac{216 \cdot 16,0}{8} + \frac{1270 \cdot 4,0}{4} \dots\dots = 1702 \text{ kgm.} \end{aligned}$$

Für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{bd} = 35 \text{ kg/cm}^2$ wird mit Hilfe der Zusammenstellung II, S. 16

$$h' = 40,0 \text{ cm,} \quad F_e = 4,81 \text{ cm}^2,$$

gewählt: $h = 45 \text{ cm;}$ F_e (3 Stäbe 16 mm \varnothing) = 6,03 cm².

Auflagerdruck:

$$A = 216 \cdot \frac{4,00}{2} + 635 = 1067 \text{ kg.}$$

Der Unterzug 3 hat eine Spannweite von 10,00 m und eine Belastung:

$$\begin{aligned} \text{Eigengewicht } 0,20 \cdot 0,855 \cdot 2400 & \dots\dots = 420 \text{ kg/m} \\ \text{von Platte } a \quad 0,375 \cdot 254 \cdot 3,5 & \dots\dots = 334 \text{ ,,} \\ \text{vom Glasdach } \frac{3,7}{4} \cdot 40 & \dots\dots\dots = 37 \text{ ,,} \\ \hline g & = 791 \text{ kg/m} \\ \text{Schnee } (73 \cdot 1,75 \cdot 0,4375) + 63 & \dots\dots = 118,5 \text{ kg/m} \\ \text{Wind } 7,3 \cdot 1,75 \cdot 0,4375 + 35,1 & \dots\dots = 40,65 \text{ ,,} \\ \hline p & = 159,15 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Einzellast in der Mitte:

$$P = A = 1067 \text{ kg.}$$

Unterzug 3 ist gleich Unterzug 1 als kontinuierlicher Träger über drei Feldern gerechnet.

Im Endfeld wird bei einem kontinuierlichen Träger über 3 Feldern bei $l = 10 \text{ m}$:

$$M = (0,08 \cdot 7,91 + 0,1 \cdot 160) 100 + \frac{1}{3} \cdot 1067 \cdot 10 = 1\,007\,000 \text{ kgcm,}$$

$$b = 166,5 \text{ cm, } h = 95 \text{ cm, } b_1 = 20 \text{ cm, } d = 9,5 \text{ cm,}$$

$$F_e (7 \text{ Stäbe } \varnothing 16 \text{ mm}) = 14,07 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_e = 833 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{bd} = 10,90 \text{ kg/cm}^2.$$

Im Mittelfeld wird:

$$M = (0,025 \cdot 791 + 0,075 \cdot 160) = 531\,000 \text{ kg/cm,}$$

$$h = 95 \text{ cm, } b = 166,5 \text{ cm, } b_1 = 20 \text{ cm, } d = 9,5 \text{ cm,}$$

$$F_e (5 \text{ Stäbe } \varnothing 16 \text{ mm}) = 10,05 \text{ cm}^2.$$

Über dem Binder ist:

$$M = -(0,1 \cdot 791 + 0,116 \cdot 160) \cdot 100 + \frac{1}{4} \cdot 1067 \cdot 10 = -1\,244\,000 \text{ kgcm,}$$

$$h = 95 \text{ cm, } b = 20 \text{ cm,}$$

$$F_e (9 \text{ Stäbe } \varnothing 16 \text{ mm}) = 18,15 \text{ cm}^2$$

$$F'_e (1 \text{ Stab } \varnothing 10 \text{ mm}) = 0,79 \text{ ,,}$$

$$+ 5 \text{ Stäbe } \varnothing 16 \text{ mm}) = 10,05 \text{ ,,}$$

$$F_e + F'_e = 10,84 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bd} = 33,0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma'_e = 421 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 853 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Auflagerdrücke werden:

$$A = (0,4 \cdot 791 + 0,45 \cdot 160) \cdot 10$$

$$+ \frac{1067}{2} = 4413,5 \text{ kg,}$$

$$B = (1,1 \cdot 791 + 1,2 \cdot 160) \cdot 10$$

$$+ 1067 = 11\,687 \text{ kg,}$$

und die Schubspannung $\cong 2,6 \text{ kg/cm}^2$.

In ähnlicher Weise werden die Spannungsnachweise für die anderen Unterzüge geführt, die in Fig. 21d eingetragen sind.

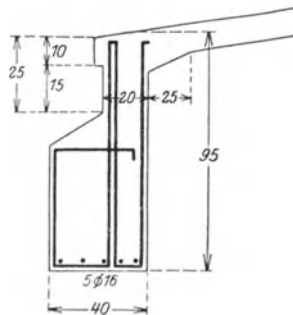
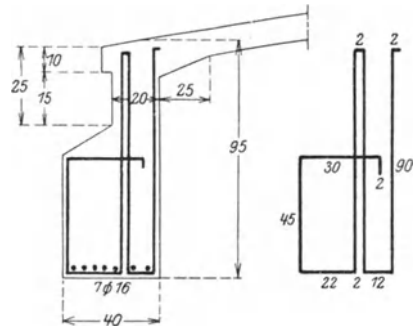


Fig. 21 d.

b) Berechnung der Hauptbinder.

Die statische Untersuchung des Binders erfolgte nach der Elastizitätslehre, auf Grund des Satzes vom Minimum der Deformationsarbeit. Das dreifach statisch unbestimmte System hat als Unbekannte die beiden Horizontalkräfte der Außenstützen und die Vertikalreaktion der Mittelstütze (s. Fig. 22 b).

Die Belastung besteht aus dem als gleichförmig verteilt angenommenen Eigengewicht des Binders und den Auflagerkräften der Pfetten, die als Einzellasten angenommen werden. Der Winddruck auf die

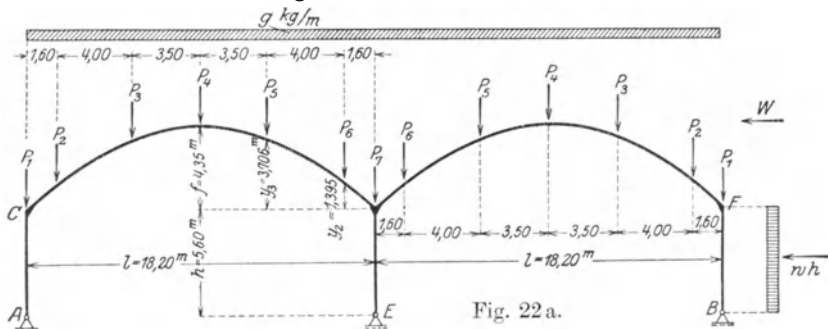


Fig. 22 a.

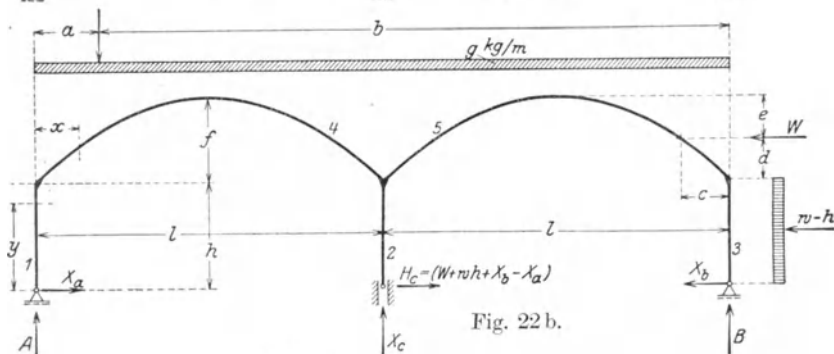


Fig. 22 b.

Stützen wurde als gleichförmig verteilte Last angenommen, übertragen durch das mit Flacheisenbändern anschließende Mauerwerk, während der Winddruck auf die Dachfläche als Einzellast, im Schwerpunkte der Horizontalprojektion der Dachfläche wirkend, angenommen wurde.

Die Berechnung erfolgte auf Grund des in Fig. 22 a und b ersichtlichen Belastungsschemas. Ausgehend von nachfolgenden Gleichungen:

$$\int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{dM}{dX_a} \cdot ds = 0, \quad A = gl + P \frac{b}{2l} + W \frac{h+d}{2l} + wh \frac{h}{4l} - \frac{1}{2} X_c,$$

$$\int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{dM}{dX_b} \cdot ds = 0, \quad B = gl + P \frac{a}{2l} - W \frac{h+d}{2l} - wh \frac{h}{4l} - \frac{1}{2} X_c,$$

$$\int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{dM}{dX_c} \cdot ds = 0,$$

ergaben sich unter Annahme eines gleichbleibenden E und unter der Voraussetzung gleichbleibender Trägheitsmomente der Stützen (J_s) und der parabolisch gekrümmten Riegel (J_R) ($k = \frac{J_r}{J_s}$) mit den in Fig. 22 b angegebenen Bezeichnungen nachstehende Gleichungen zur Ermittlung der statisch unbestimmten Größen X_a , X_b und X_c :

$$\begin{aligned} X_a \left[\frac{2}{3} h^3 k + l \left(h^2 + \frac{4}{3} f h + \frac{8}{15} f^2 \right) \right] - X_b \cdot \frac{1}{3} h^3 k + X_c l^2 \left(\frac{h}{4} + \frac{f}{6} \right) \\ = g l^3 \left(\frac{h}{3} + \frac{7}{30} f \right) + P \left[3 a l \left(\frac{h}{4} + \frac{f}{6} \right) - \frac{f a^3}{3 l} \left(2 - \frac{a}{l} \right) - \frac{a^2 h}{2} \right] + \\ + W \left[\frac{1}{3} h^3 k + (h + d) l \left(\frac{h}{4} + \frac{f}{6} \right) \right] + w h \left[\frac{1}{3} h^3 k + \frac{h l}{2} \left(\frac{h}{4} + \frac{f}{6} \right) \right] \quad 8a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_a \cdot \frac{1}{3} h^3 k - X_b \left[\frac{2}{3} h^3 k + l \left(h^2 + \frac{4}{3} f h + \frac{8}{15} f^2 \right) \right] - X_c l^2 \left(\frac{h}{4} + \frac{f}{6} \right) = \\ = - g l^3 \left(\frac{h}{3} + \frac{7}{30} f \right) - P \left[a l \left(\frac{h}{4} + \frac{f}{6} \right) \right] + W \left[\frac{1}{3} h^3 k + l \left(\frac{h^2}{4} + \frac{5}{6} h f - \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{3}{4} d h - \frac{d f}{2} + \frac{8}{15} f^2 \right) + d h c - \frac{2 f c^2}{l} (h + d) + \frac{4}{3} \frac{f}{l^2} c^3 (h - 4 f - d) + \right. \\ \left. + \frac{8 f^2}{l^3} c^4 - \frac{16 f^2}{5 l^4} c^5 \right] + w h \left[\frac{5}{24} h^3 k + l \left(h^2 + \frac{13}{5} f h + \frac{8}{15} f^2 \right) \right] \quad 8b) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_a l^2 \left(\frac{h}{4} + \frac{f}{6} \right) + X_b l^2 \left(\frac{h}{4} + \frac{f}{6} \right) + X_c \frac{l^3}{6} = \frac{5}{24} g l^4 + P \left(\frac{a}{4} l^2 - \frac{a^3}{12} \right) + \\ + W \frac{l^2}{6} \left(\frac{3}{2} d - f \right) - w h \frac{l^2}{6} \left(\frac{3}{4} h + f \right) \quad 8c) \end{aligned}$$

Mit den Maßen in dem vorstehenden Beispiel:

$$h = 5,60 \text{ m}, \quad l = 18,20 \text{ m}, \quad f = 4,35 \text{ m}, \quad d = 2,18 \text{ m} \quad \text{und} \quad c = 2,60 \text{ m},$$

$$y = \frac{4f}{l^2} x(l-x),$$

und

$$\frac{J_r}{J_s} = k = 3,$$

für die statisch unbestimmten Größen nachstehende Endgleichungen:

$$\begin{aligned} X_c = 19g + \Sigma P [0,0313a + 0,00367a^2 - 0,0000289a^3 - 0,00000563a^4] + \\ + 0,019W + 0,91wh, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_a = 2,55g + \Sigma P [0,05705a - 0,0033925a^2 - 0,00008115a^3 + 0,00000522a^4] + \\ + 0,23615W - 0,3755wh, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_b = 2,55g + \Sigma P [0,01575a - 0,0018975a^2 + 0,00000385a^3 + 0,00000288a^4] + \\ - 0,349W - 0,8585wh, \end{aligned}$$

für $g = 0,4 \cdot 1,25 \cdot 2,4 = 1,2$ t/lfdm im Mittel:

$P_1 = 10,36$ t	$a_1 = 0,00$ m	$y_1 = 0$
$P_2 = 10,39$ t	$a_2 = 1,60$ m	$y_2 = 1,395$ m = $\frac{4l}{l^2} a(l-a)$
$P_3 = 11,69$ t	$a_3 = 5,60$ m	$y_3 = 3,706$ m
$P_4 = 21,98$ t	$a_4 = 9,10$ m	$y_4 = 4,350$ m = f
$P_5 = 11,69$ t	$a_5 = 12,60$ m	$y_5 = 3,706$ m
$P_6 = 10,39$ t	$a_6 = 16,60$ m	$y_6 = 1,395$ m
$P_7 = 9,16$ t	$a_7 = 18,20$ m	$y_7 = 0$

Bei vertikaler Belastung durch Einzellasten auf dem linken Binder und gleichmäßig verteilter Belastung über das ganze System:

$$X'_a = 13,06 \text{ t}, \quad X'_b = +3,33 \text{ t}, \quad X'_c = 62,07 \text{ t}$$

und für Vollbelastung wird demnach:

$$X_a = X'_a = X'_a + X'_b - 2,55 g = 13,06 + 3,33 - 3,06 = 13,33 \text{ t.}$$

$$X_c = X'_c + (X'_c - 19,0 g) = 62,07 + 39,27 = 101,34 \text{ t.}$$

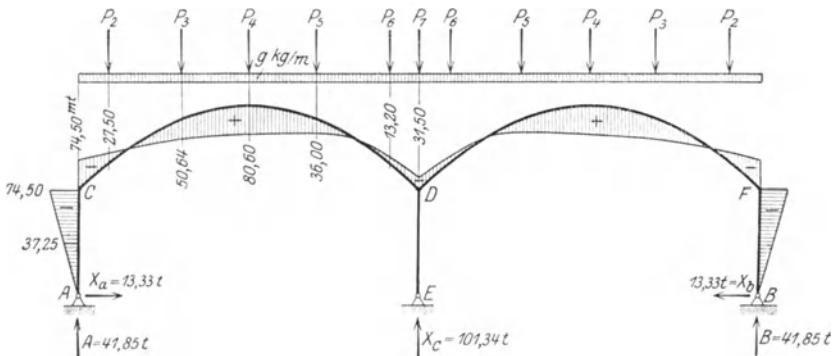


Fig. 22 c. Momente infolge vertikaler Belastung.

Bei horizontaler Belastung, Windangriff am rechten Binder, werden:

$$W = 0,125 \cdot 5,1 \cdot 10,0 = 6,36 \text{ t,}$$

$$wh = 0,125 \cdot 5,6 \cdot 10,0 = 7,00 \text{ t,}$$

$$X_{aw} = W \cdot 0,236 - wh \cdot 0,3755 = -1,13 \text{ t,}$$

$$X_{bw} = W \cdot 0,349 - wh \cdot 0,8585 = -8,23 \text{ t,}$$

$$X_{cw} = W \cdot 0,019 + wh \cdot 0,91 = 6,491 \text{ t,}$$

$$H_c = 6,36 + 7,00 - 8,23 + 1,13 = 6,26 \text{ t.}$$

Die Momente infolge vertikaler Belastung werden (Fig. 22 c):

In Stielmitte A - C: $M = 13,33 \frac{5,6}{2} = -37,25$ tm,

Moment in C: $M = 13,33 \cdot 5,6 = -74,50$ tm.

Der Auflagerdruck der beiden äußeren Stützen bei vertikaler Vollbelastung beträgt:

$$A = 1,2 \cdot 18,2 + 2 \cdot 10,39 + 2 \cdot 11,69 + 21,98 + \frac{9,16}{2} - \frac{101,34}{2} = 41,85 \text{ t.}$$

$$\text{Moment } M_2 \text{ unter } P_2 = 41,85 \cdot 1,6 - 1,2 \cdot \frac{1,6^2}{2} - 13,33 (5,6 + 1,395) = -27 \text{ tm,}$$

$$\text{,, } M_3 \text{ ,, } P_3 = 41,85 \cdot 5,6 - 1,2 \cdot \frac{5,6^2}{2} - 10,39 \cdot 4,0 - 13,33 \cdot 9,306 = +50,64 \text{ tm,}$$

$$\text{,, } M_4 \text{ ,, } P_4 = 41,85 \cdot 9,1 - 1,2 \cdot \frac{9,10^2}{2} - 10,39 \cdot 7,5 - 11,69 \cdot 3,5 - 13,33 \cdot 9,95 = +80,6 \text{ tm,}$$

$$\text{,, } M_5 \text{ ,, } P_5 = 41,85 \cdot 12,6 - 1,2 \cdot \frac{12,6^2}{2} - 10,39 \cdot 11,0 - 11,69 \cdot 7,0 - 21,98 \cdot 3,5 - 13,33 \cdot 9,306 = +36,0 \text{ tm,}$$

$$\text{,, } M_6 \text{ ,, } P_6 = 41,85 \cdot 16,6 - 1,2 \cdot \frac{16,6^2}{2} - 10,39 \cdot 15,0 - 11,69 \cdot 11,0 - 21,98 \cdot 7,5 - 13,33 \cdot 6,995 = -60,0 \text{ tm,}$$

$$\text{,, } M_7 \text{ ,, } P_7 = 41,85 \cdot 18,2 - 1,2 \cdot \frac{18,2^2}{2} - 10,39 \cdot 18,2 - 11,69 \cdot 12,6 - 21,98 \cdot 9,1 - 13,33 \cdot 5,6 = -31,5 \text{ tm.}$$

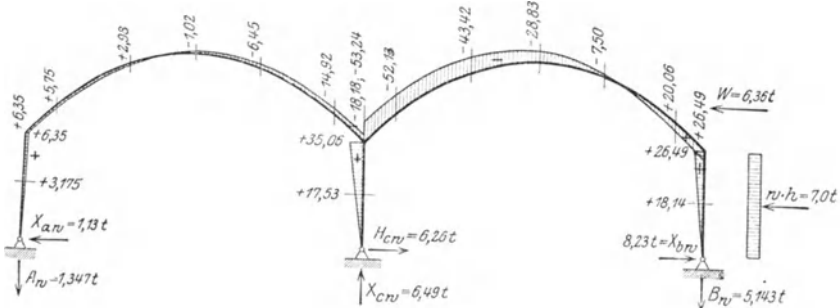


Fig. 22 d. Momente infolge horizontaler (Wind-) Belastung.

Die Momente infolge horizontaler (Wind-) Belastung (Fig. 22 d) erhält man aus:

$$A_w = 6,36 \frac{7,78}{36,4} + 7,00 \frac{5,6}{72,8} - 3,245 = -1,347 \text{ t,}$$

$$B_w = -6,36 \frac{7,78}{36,4} - 7,00 \frac{5,6}{72,8} - 3,245 = -5,143 \text{ t.}$$

Moment:

$$\text{Wind-} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mitte } M = 8,23 \cdot 2,8 - 1,25 \cdot \frac{2,8^2}{2} = +18,14 \text{ tm,} \\ \text{Ecke } M = 8,23 \cdot 5,6 - 1,25 \cdot \frac{5,6^2}{2} = +26,49 \text{ tm,} \\ \text{Mitte } M_4 = -5,143 \cdot 9,1 - 7,0 (2,8 + 4,35) - 6,36 (2,18) + \\ \quad + 8,23 \cdot 9,95 = -28,83 \text{ tm,} \\ M_7^2 = 8,23 \cdot 5,6 - 5,143 \cdot 18,2 + 6,36 \cdot 2,18 - 7,0 \cdot 2,8 = \\ \quad = -53,24 \text{ tm,} \\ M_D' = -1,347 \cdot 18,2 + 1,13 \cdot 5,6 = -18,18 \text{ tm,} \\ \text{Mitte } M_4 = -1,347 \cdot 9,1 + 1,13 \cdot 9,95 = -1,02 \text{ tm,} \\ \text{Ecke } M_e = -1,13 \cdot 5,6 = +6,35 \text{ tm,} \end{array} \right.$$

$$\text{Mittel-} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mitte } M = 6,26 \cdot 2,8 = +17,53 \text{ tm,} \\ \text{Ecke } M_D^K = 6,26 \cdot 5,6 = 35,06 \text{ tm.} \end{array} \right.$$

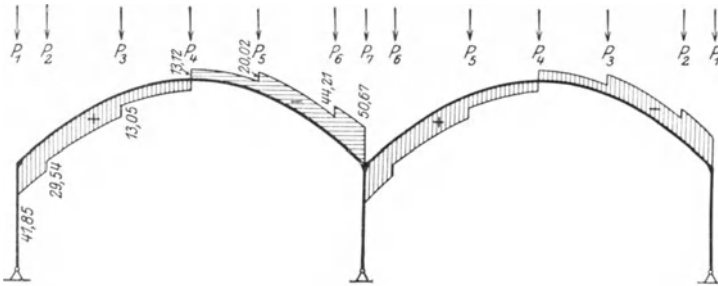


Fig. 22e. Querkräfte infolge vertikaler Belastung.

Die Normalkräfte infolge vertikaler Belastung sind:

$$N = H \cdot \cos \varphi + \mathfrak{B} \sin \varphi,$$

$$\text{tg } \varphi = \frac{dy}{dx} = \frac{4f}{l} - \frac{4f}{l^2} x = + \frac{4f}{l} \left(1 - \frac{2x}{l}\right).$$

$$\text{In } P_2 \text{ ist } \varphi_2 = 38^\circ 20'; \text{ tg } \varphi_2 = \frac{4 \cdot 4,35}{18,20} \left(1 - \frac{2 \cdot 1,6}{18,2}\right) = 0,79.$$

$$\text{In } P_3 \text{ ist } \varphi_3 = 20^\circ 10'; \text{ tg } \varphi_3 = \frac{4 \cdot 4,35}{18,20} \left(1 - \frac{2 \cdot 5,6}{18,2}\right) = 0,367.$$

$$\text{Querkräft in } C: \quad 41,85 + 10,36 = 52,21 \text{ t,}$$

Normalkraft bei P_2 :

$$N_2 = H_2 \cos \varphi + \mathfrak{B} \sin \varphi = 13,33 \cos \varphi_2 + (41,85 - 1,2 \cdot 1,6) \sin \varphi_2 = 35,05 \text{ t,}$$

Normalkraft bei P_3 :

$$N_3 = 13,33 \cos \varphi_3 + (41,85 - 1,2 \cdot 5,6 - 10,39) \sin \varphi_3 = 21,05 \text{ t,}$$

$$N_4 = H = 13,33 \text{ t,}$$

$$N_5 = 13,33 \cdot 0,94 + (50,67 - 1,2 \cdot 5,6 - 10,39) \cdot 0,345 = 24,10 \text{ t,}$$

$$N_6 = 13,33 \cdot 0,784 + (50,67 - 1,2 \cdot 1,6) \cdot 0,618 = 50,40 \text{ t,}$$

$$N_7 = 101,34 \text{ t.}$$

Normalkräfte infolge horizontaler Belastung:

$$N_c = B_w = -5,143 \text{ t,}$$

$$N_2 = 8,23 \cdot 0,784 + 5,143 \cdot 0,618 = 10,13 \text{ t,}$$

$$N_3 = 8,23 \cdot 0,94 + 5,143 \cdot 0,345 = 9,524 \text{ t,}$$

$$N_4 = 8,23 \text{ t,}$$

$$N_5 = 8,23 \cdot 0,94 + 6,26 \cdot 0,345 = 9,91 \text{ t,}$$

$$N_6 = 8,23 \cdot 0,784 + 6,26 \cdot 0,618 = 10,82 \text{ t,}$$

$$N_7 = X_{cw} = 6,49 \text{ t.}$$

Querkräfte infolge vertikaler Belastung (Fig. 22e):

$$\text{Querkraft bei C: } 92,52 - \frac{101,34}{2} = 41,85 \text{ t,}$$

$$\text{,, rechts von } P_2: 41,85 - 1,2 \cdot 1,6 - 10,39 = 29,54 \text{ t,}$$

$$\text{,, ,, } P_3: 29,54 - 1,2 \cdot 4,0 - 11,69 = 13,05 \text{ t,}$$

$$\text{,, ,, } P_4: 13,05 - 1,2 \cdot 3,5 - 21,98 = -13,13 \text{ t,}$$

$$\text{,, ,, } P_5: -13,13 - 1,2 \cdot 3,5 - 11,69 = -29,02 \text{ t,}$$

$$\text{,, ,, } P_6: -29,02 - 1,2 \cdot 4,0 - 10,39 = -44,21 \text{ t,}$$

$$\text{,, bei D: } \frac{101,34}{2} = -50,67 \text{ t.}$$

c) Querschnittsbemessungen bei einem Innenbinder.

(Fig. 23a.)

Für den Querschnitt im Scheitel des gebogenen Riegels unter der Last P_4 (Schnitt VI—VI) ist das Moment infolge vertikaler Belastung: $M_4 = +80,60 \text{ mt}$. Die Normalkraft bei dieser Belastung

ist: $N_4 = H_4 = 13,33 \text{ t}$. Sonach ist $e = \frac{M}{N} = \frac{8060000}{13330} = 605 \text{ cm}$.

Durch seitliche Windbelastung erfährt das Moment im Scheitel keine

Vergrößerung, weshalb die ungünstigste Beanspruchung bei nur vertikaler Belastung eintritt.

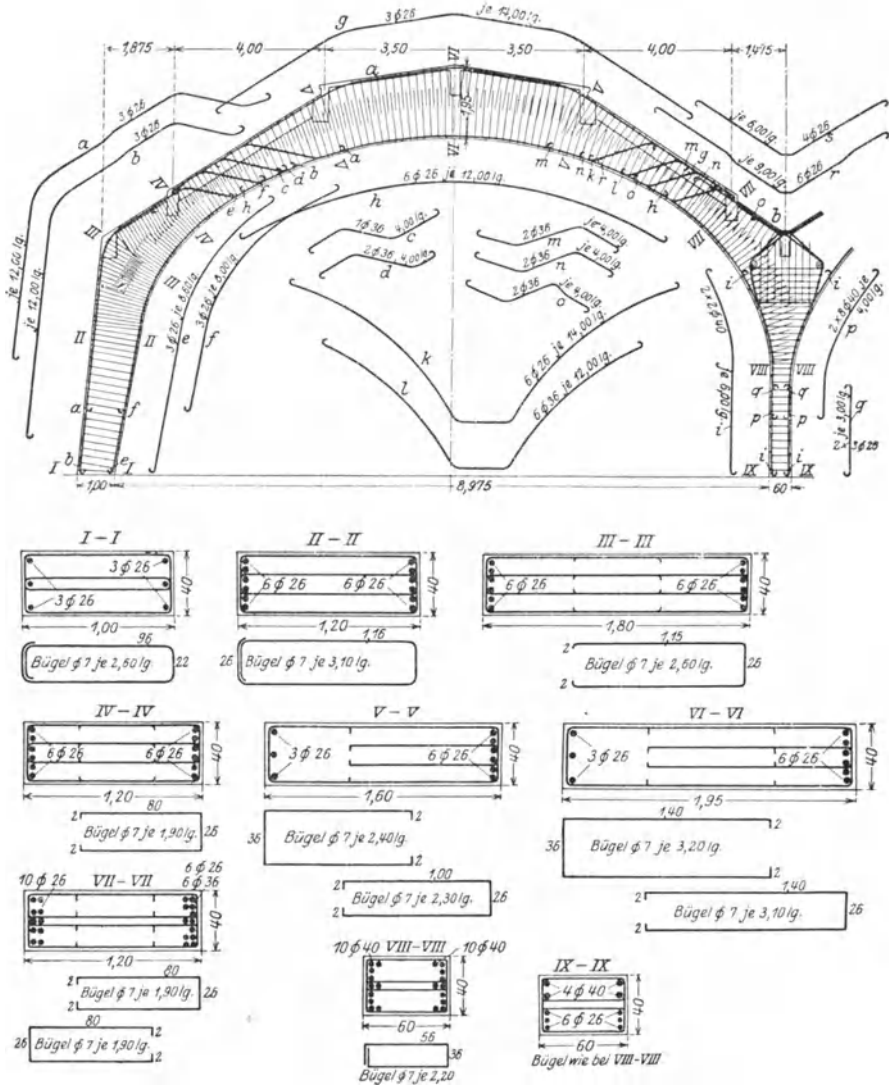


Fig. 23 a. Querschnittsausbildung bei einem Innenbinder.

Der ausgeführte Querschnitt $40 \cdot 195$ cm mit $F_e = 6 \varnothing 26 = 31,86 \text{ cm}^2$ und $F_e = 3 \varnothing 26 = 15,93 \text{ cm}^2$ ergibt mit Hilfe des in Fig. 23 b durchgeführten zeichnerischen Verfahrens:

$$x = 51,0 \text{ cm}, \quad h' - x = 139 \text{ cm}, \quad H = 1000 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma = \frac{v N}{H \eta},$$

$$\eta = \frac{\text{Fläche}(ABC) \cdot 2}{a_1} = (a_1 = 554 \text{ cm}) = \frac{\frac{1}{2} \cdot 190 \cdot 42,2}{554} \cdot 2 = 14,4 \text{ cm},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{x N}{H \eta} = \frac{51,0 \cdot 13330}{1000 \cdot 14,4} = 47,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = n \frac{(h' - x) N}{H \eta} = 1288 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = n \frac{(x - a') N}{H \eta} = 426 \text{ kg/cm}^2.$$

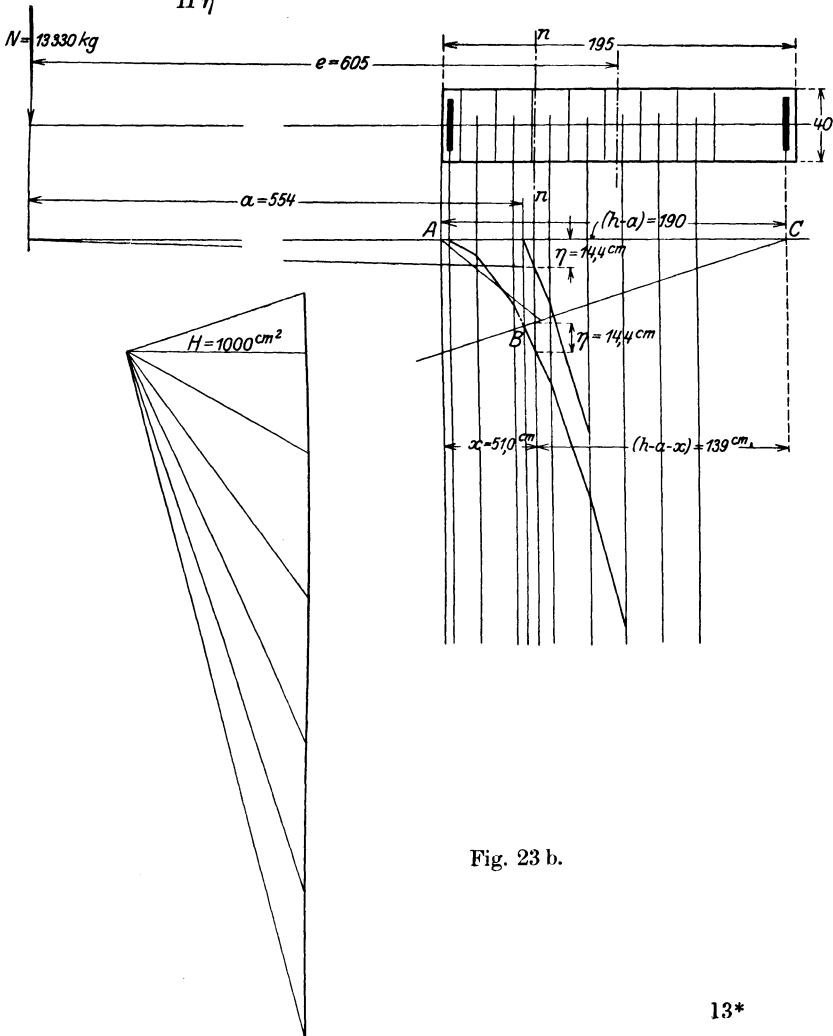


Fig. 23 b.

Die aus dieser Berechnung sich ergebende Zugspannung im Eisen ist höher als die als zulässig angenommene. Es ist darauf zurückzuführen, daß die mitwirkende Platte nicht berücksichtigt wurde.

Der Querschnitt an der äußeren Rahmenecke (Schnitt III-III) hat infolge vertikaler Belastung ein Moment $M_C = -74,50$ mt aufzunehmen.

Die Normalkraft bei dieser Belastung:

$$N_C = H \cos \varphi + \mathfrak{B} \sin \varphi, \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{4f}{l} \left(1 - \frac{2x}{l} \right);$$

für $x = 0$ wird also:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{4f}{l} = \frac{4 \cdot 4,35}{18,20} = 0,956,$$

$$\varphi = 43^\circ 40', \quad \cos \varphi = 0,729, \quad \sin \varphi = 0,684.$$

Es wird nun:

$$N_C = 13,33 \cdot 0,729 + 41,85 \cdot 0,684 = 38,31 \text{ t.}$$

Da diese Werte durch seitliche Windbelastung keine Vergrößerung erfahren, so stellt dies die ungünstigste Belastung der äußeren Rahmenecke dar.

Aus den Bemessungstabellen von Mörsch ergibt sich für symmetrische Bewehrung $b = 40$ cm, $a = 180$ cm, $F_e = F'_e = 6 \varnothing 26 = 31,86$ cm²:

$$\varphi = \frac{F_e}{b a} = \frac{31,86}{40 \cdot 180} = 0,44\%.$$

$$\frac{M}{N a} = \frac{7450000}{38310 \cdot 180} = 1,08,$$

$$x = 0,355 a = 64,0 \text{ cm,}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 N x}{b x^2 + 2 [n b a n (2x - d)]} = 37,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = n \sigma_b \frac{0,92 a - x}{x} = 595 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = n \sigma_b \cdot \frac{x - 0,08 a}{x} = 290 \text{ kg/cm}^2.$$

Beim Endrahmen wurden dieselben äußeren Abmessungen eingehalten wie beim Innenbinder, obgleich die Belastung geringer ist. Es ändert sich nur die Bewehrung der Stützen, die aus architektonischen Gründen größer wurden.

Die Außenstütze des Endrahmens hat einen Querschnitt von $40 \cdot 200$ cm, eine Bewehrung auf beiden Seiten:

$$F_e = F'_e = 4 \varnothing 16 \text{ mm} = 8,04 \text{ cm}^2.$$

Die Mittelstütze des Endrahmens hat einen Querschnitt von $40 \cdot 150$ cm; $M = 17,500$ tm, $N = 106,64$ t bei $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_{bd} = 10$ kg/cm² mit $F_e = F'_e = 5 \varnothing 36 \text{ mm} = 50,90 \text{ cm}^2$ erforderlich. Der Nachweis erfolgt wie vorher.

Die Ausbildung des Endrahmens, der in der Ansicht in Fig. 23c ersichtlich ist, erfordert die Berechnung der Stürze und Stützen.

Für Pos. 2 ist die ständige Belastung:

Eigengewicht $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = 270 \text{ kg/m}$

Auflast $0,25 \cdot 2,30 \cdot 1600 = 920 \text{ ,,}$

Rolladen 300 kg = 151 ,,

$g = 1341 \text{ kg/m}$

$M = \frac{1}{10} g l^2 = \frac{1}{10} 1341 \cdot 3,30^2 = 1460 \text{ kg/m.}$

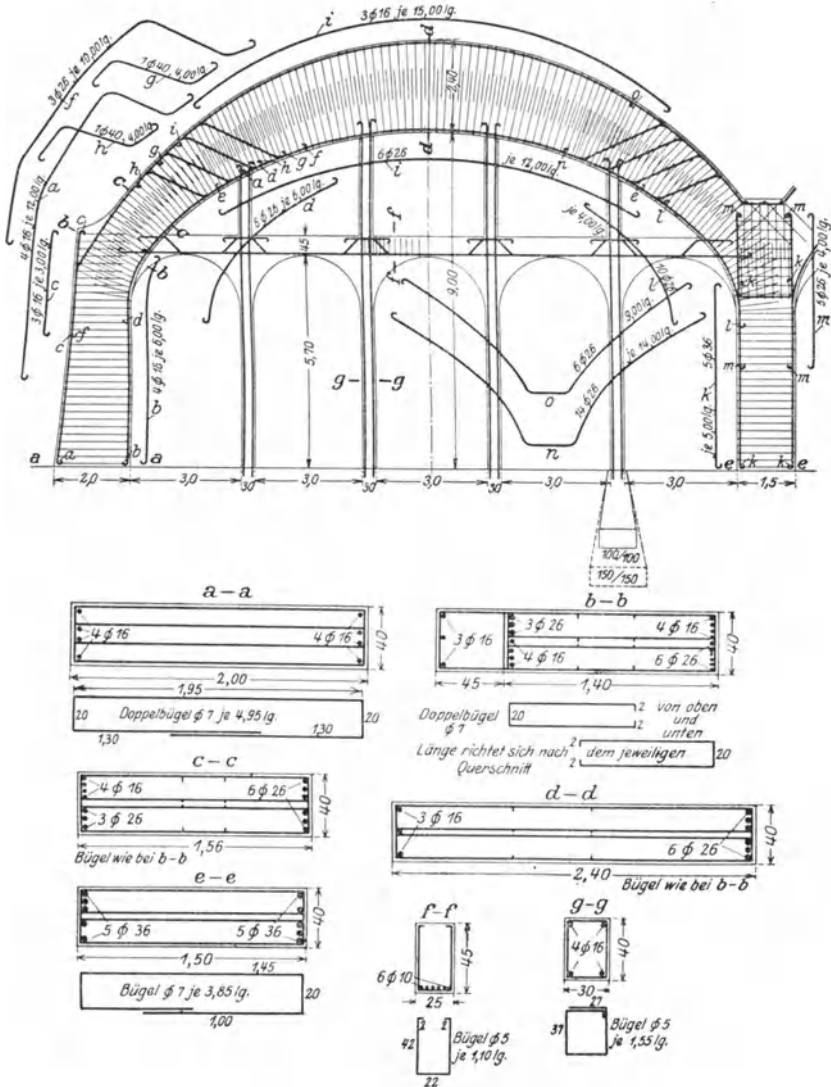
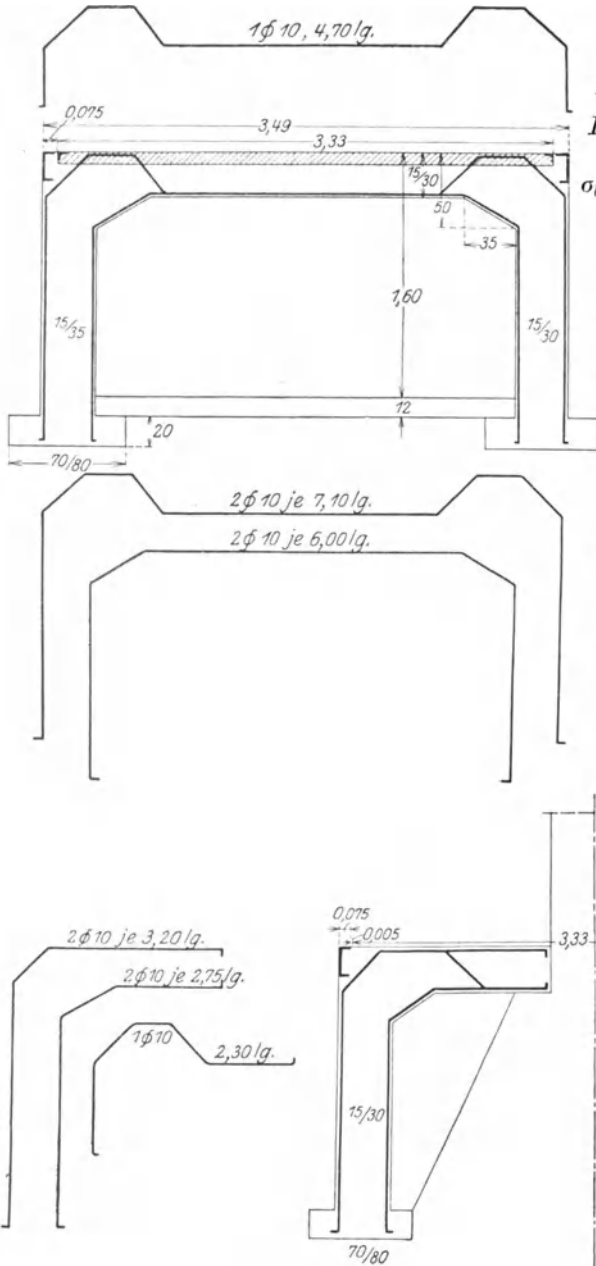


Fig. 23 c. Querschnittsausbildung bei einem Endbinder.

Der Querschnitt $25 \cdot 45$ cm mit $F_e = 6 \varnothing 10 = 4,71 \text{ cm}^2$ ergibt die zulässigen Spannungen innerhalb der zulässigen Grenzen.



In den Stützen
 $30 \cdot 40$ cm wirkt
 $P = 1541 \cdot 3,30 = 5080 \text{ kg}$,
 $F_e = 4 \varnothing 18 = 10,18 \text{ cm}^2$,

$$\sigma_{bd} = \frac{5080}{30 \cdot 38 + 15 \cdot 10,18} = 3,94 \text{ kg/cm}^2$$

Die in Fig. 23d ersichtlichen Reinigungsgruben können als Zweigelenrahmen oder einfacher gerechnet werden. Die konstruktive Durchbildung sollte aber immer auf die rahmenartige Wirkung Rücksicht nehmen.

Auf Grund der in dem vorangehenden Beispiele durchgeführten Betrachtungen läßt sich von dem vorliegenden Beispiel ergänzend folgendes sagen:

Die Hauptabmessungen der Binder und deren Austeilung waren gegeben. Eine Ermittlung der wirtschaftlichsten Querschnitte erübrigt sich hier bei den großen mit Rücksicht auf die Architektur angenommenen äußeren Abmessungen.

Die Berechnung der Rahmenbinder wurde auf einem anderen Wege durchge-

Fig. 23 d.

führt als im ersten Beispiel. Die dabei gemachten Voraussetzungen eines gleichbleibenden Trägheitsmomentes über den gebogenen Riegeln und eines konstanten Verhältnisses $k_1 = \frac{J_r}{J_s}$ führen notwendigerweise zu Endergebnissen, die man nur als gute Näherungswerte ansehen darf.

Wegen der großen Spannweite der Rahmen (18,20 m) und der großen Binderentfernung von 10 m ist nur die Wahl des parabolisch gekrümmten Riegels gegeben. Bei der großen Pfeilhöhe $F = 4,35$ m und $\frac{f}{l} \cong \frac{1}{4}$ wird das Moment in der Mitte stark verringert.

Für die erste Annahme der Querschnittsform kann man zunächst die Momente des einfachen, zweistieligen Zweigelenkrahmens als Annäherung ermitteln.

IV. Silobauten.

1. Konstruktion und Berechnung eines Zellensilos.

Es handelt sich hier um den Getreidesilo im Osthafen von Frankfurt a. M.¹⁾ mit Zellen von nahezu quadratischem Querschnitt und zentrischen Auslauftrichtern in Form einer achteckigen Pyramide. Die Außenwände der Randzellen sind gewölbt ausgeführt, um den Fassungsraum des anfänglich mit geraden Außenwänden zur Durchführung gewählten Zellensilos um 1000 Sack zu vergrößern.

Über der Decke der Zellen, die 22,25 m über der Unterkante der Ausläufe liegt, ist über alle Zellen durchlaufend der Bedienungsgang angeordnet, der als solcher nach außen hin auch besonders betont als Dachaufsatz in Erscheinung tritt. Der gesamte Fassungsraum des Getreidesilos beträgt 40 000 Sack. Grundrisse, Quer- und Längsschnitte sind aus Fig. 24 a bis f zu ersehen.

a) Berechnung der Silozellen:

Die Zellen dienen zur Aufnahme von Getreide mit einem spez. Gewicht von $g = 0,8$ t/cbm und einem Böschungswinkel von $\varphi = 30^\circ$. Der Reibungskoeffizient zwischen Füllmaterial und Zellenwand wird $\text{tg } \varphi = 0,30$ gesetzt.

Rechteckzelle: Querschnitt 4,20/4,45 m.

Die Belastung der Zellwand erfolgt nach der Gleichung:

$$p_{\max} = \frac{g}{\frac{U}{F} \text{tg } \varphi_1} \dots \dots \dots 9a)$$

¹⁾ Entwurf und Ausführung stammen von der Firma Wayß-Freytag A. G. in Neustadt a. H.

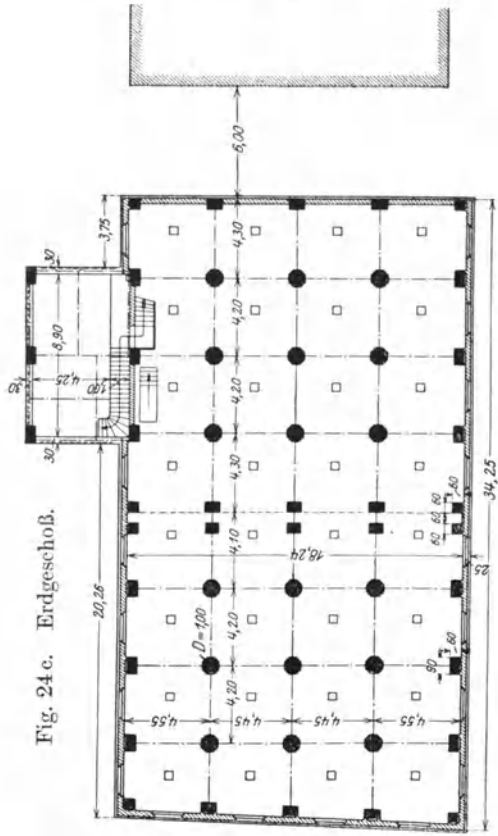


Fig. 24c. Erdgeschoss.

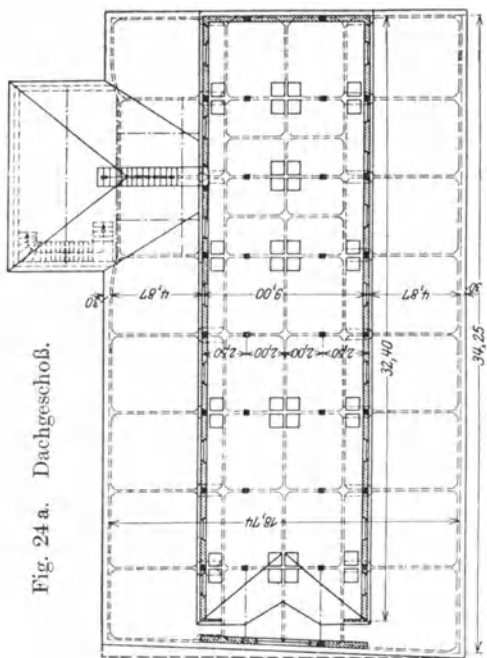


Fig. 24a. Dachgeschoss.

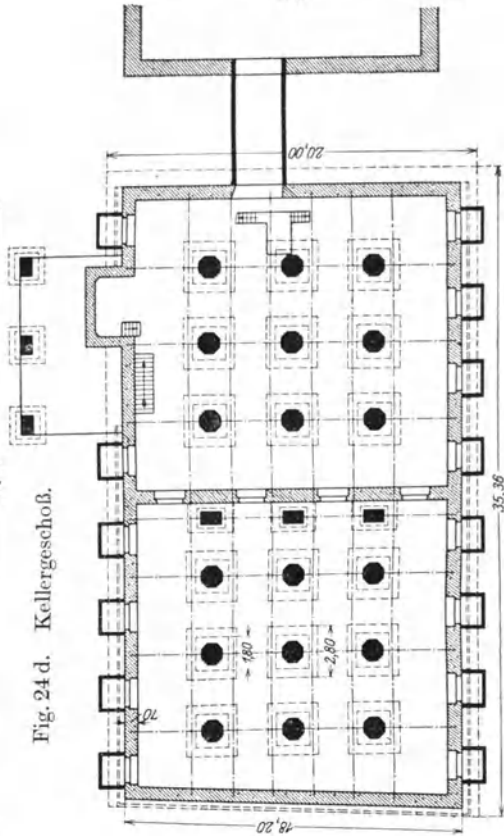


Fig. 24d. Kellergeschoß.

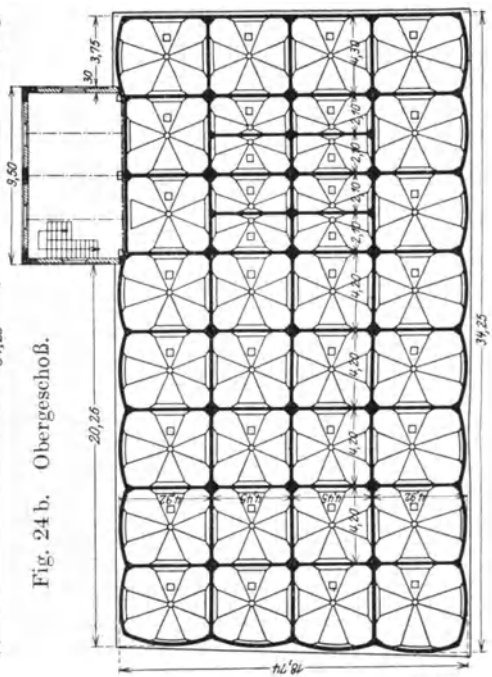


Fig. 24b. Obergeschoss.

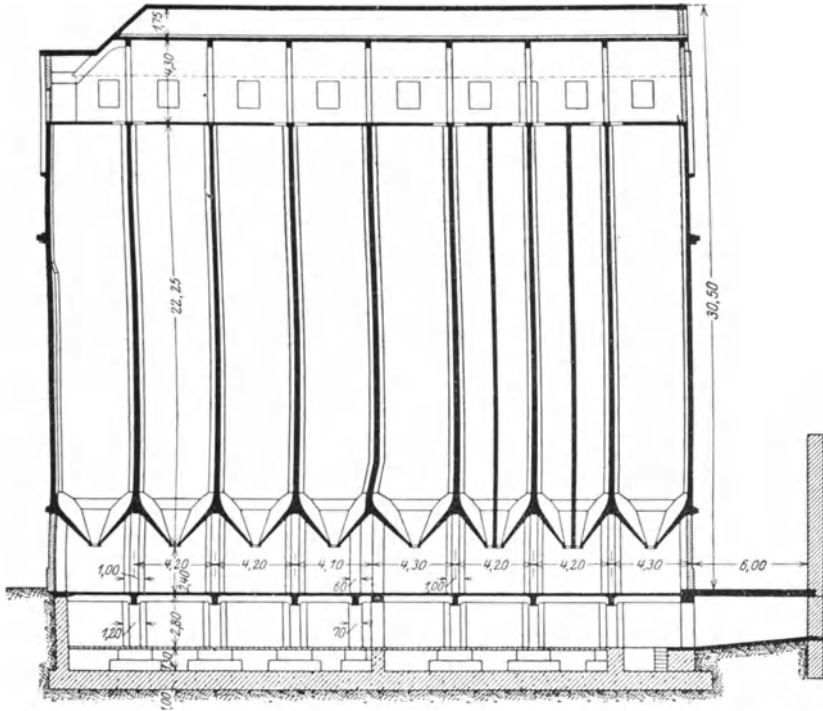


Fig. 24e. Längenschnitt.

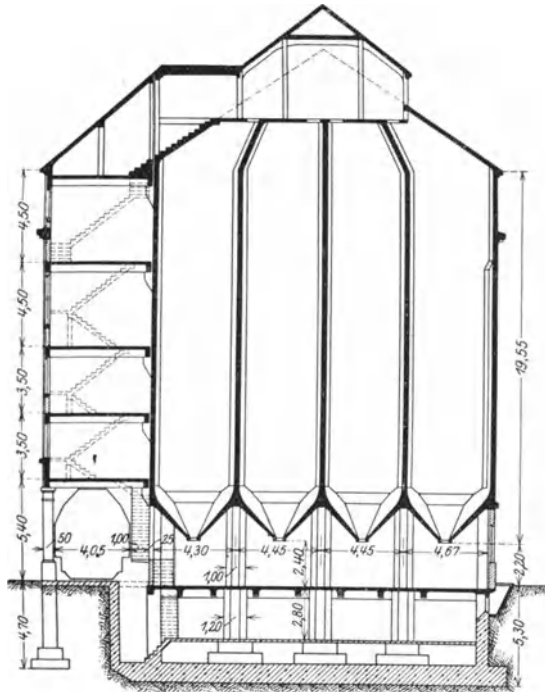


Fig. 24f.
Querschnitt.

in einer Tiefe von

$$h_s = 2 h_D = 2 \frac{p_{s \max}}{g \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)},$$

wobei F die Querschnittsfläche, U der Umfang der Silozelle, φ der natürliche Böschungswinkel und $\operatorname{tg} \varphi_1$ der Reibungswinkel zwischen Füllmaterial und Zellwand bedeuten.

h_D ist die Tiefe, in welcher der Seitendruck, nach der Erddruckformel $p = g h \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2)$ gerechnet, gleich $p_{s \max}$ wird. Angenähert tritt nun dieser maximale Seitendruck erst in größerer Tiefe auf (streng genommen erst in unendlicher Tiefe; siehe Fig. 25a). Nach Sor erhalten wir diese bessere Annäherung durch den Schnittpunkt der Tangente in der Tiefe h_D an die Linie der wirklichen Wanddrücke. Wie die Figur zeigt, ergibt sich dieser Schnittpunkt in der Tiefe $h_s = 2 \cdot h_D$. Auf diese Weise erhalten wir die gebrochene Linie der angenäherten Wanddrücke.

In unserem Falle sind:

$$\left. \begin{aligned} F &= 4,20 \cdot 4,45 = 18,7 \text{ qm} \\ U &= 2 \cdot (4,20 + 4,45) = 17,3 \text{ m} \end{aligned} \right\} \frac{U}{F} = \frac{17,3}{18,7} = 0,926$$

mit $g = 0,8 \text{ t/cbm}$, $\varphi = 30^\circ$ und $\operatorname{tg} \varphi_1 = 0,30$ ergibt sich:

$$p_{s \max} = \frac{0,80}{0,926 \cdot 0,30} = 2,88 \text{ t};$$

$$h_s = 2 \cdot h_D = 2 \cdot \frac{2,88}{0,80 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right)} = 21,70 \text{ m}.$$

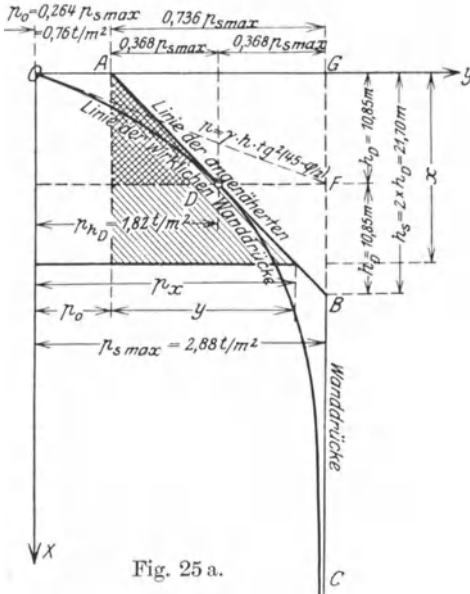


Fig. 25 a.

Die gesamte Höhe der Zellen bis zum Trichter beträgt jedoch nur rd. 20,00 m, so daß der größte Wanddruck theoretisch gar nicht mehr auftreten kann. Der Wanddruck in der Tiefe x ergibt sich aus der Gleichung:

$$p_x = p_{s \max} \left(\frac{0,368}{h_D} x + 0,264 \right),$$

die wir aus der Ähnlichkeit der schraffierten Dreiecke in Fig. 25a ableiten können. Es ist nämlich:

$$p_x = p_0 + y;$$

$$\frac{y}{x} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 0,736 p_{s \max}}{h_D}$$

oder

$$y = \frac{1}{2} 0,736 p_{s \max} \cdot x = \frac{0,368 p_{s \max}}{h_D} x;$$

demnach ergibt sich mit $p_0 = 0,264 p_{s \max}$:

$$p_x = 0,264 p_{s \max} + \frac{0,368 p_{s \max}}{h_D} \cdot x = p_{s \max} \left(\frac{0,368}{h_D} \cdot x + 0,264 \right).$$

An der Stelle $x = h_D$ wird demnach:

$$p_{h_D} = p_{s \max} \left(\frac{0,368}{h_D} h_D + 0,264 \right) = p_{s \max} (0,368 + 0,264);$$

$$p_{h_D} = 0,632 p_{s \max} = 0,632 \cdot 2,88 = 1,82 \text{ t/m}^2.$$

Der Schnittpunkt der Tangente an die Kurve der Wanddrücke mit der y -Achse ergibt sich im Abstand OA vom Nullpunkt. Es wird:

$$OA = p_0 = 0,264 p_{s \max} = 0,264 \cdot 2,88 = 0,76 \text{ t/m}^2.$$

Mit Hilfe dieser Werte kann die in Fig. 25a dargestellte Kurve der Wanddrücke aufgezeichnet werden.

Ermittlung der Querschnittskräfte und Bemessung der Querschnitte.

Unter der Voraussetzung, daß alle Wände der Zelle gleiche Stärke haben, daß die Ecken steif ausgebildet sind, und daß der Widerstand, den die anschließenden Zellenwände der Formänderung entgegensetzen, vernachlässigt wird, ergeben sich mit Hilfe der Clapyronschen Gleichungen für den in sich geschlossenen Rechteckstabzug einer Zelle von der Länge l und der Breite b nachstehende Momente:

In den Rahmenecken:

$$M_E = -\frac{1}{12} p \cdot \frac{l^3 + b^3}{l + b};$$

in der Mitte der Seite l :

$$M_l = \frac{p l^2}{8} - \frac{1}{12} p \frac{l^3 + b^3}{l + b} \dots \dots \dots 9b)$$

und in Mitte der Seite b :

$$M_b = \frac{p b^2}{8} - \frac{1}{12} p \frac{l^3 + b^3}{l + b}.$$

Meist handelt es sich um ein System von Zellen, weshalb zu beobachten sein wird, daß die absoluten Werte der Momente nie kleiner als diejenigen eines beiderseits eingespannten Trägers angenommen werden sollen; also:

$$M_E \geq \frac{p l^2}{12}; \quad M_l \geq \frac{p l^2}{24}.$$

Außer einer Beanspruchung auf Biegung erfahren die Zellenwände auch eine solche auf Zug. Die größte Zugkraft tritt in der Trennungswand zweier gefüllter Zellen auf, wobei jedoch, als günstiger Umstand, die Wand keinen Biegemomenten ausgesetzt ist. Es wird also:

$$Z = p \cdot b \quad \text{und} \quad M = 0.$$

Im Falle der größten Biegebungsbeanspruchung, d. h. bei leerer Nachbarzelle, wird der Zug in der Zellenwand:

$$Z = \frac{p \cdot b}{2},$$

also nur halb so groß als im ersten Falle.

Für einen Zellenstreifen in der Tiefe $h_D = 10,85$ m ergibt sich der Wanddruck mit $p_{h_D} = 1,82$ t/m² und es wird demnach:

$$M_E = -\frac{1,82}{12} \cdot \frac{4,45^3 + 4,20^3}{4,45 + 4,20} = -2,85 \text{ mt};$$

$$M_l = \frac{1,82 \cdot 4,45^2}{8} - 2,85 = 4,51 - 2,85 = +1,66 \text{ mt};$$

$$M_b = \frac{1,82 \cdot 4,20^2}{8} - 2,85 = 4,01 - 2,85 = +1,16 \text{ mt}.$$

Für den beiderseits eingespannten Träger wird:

$$M_E = -\frac{1,82}{12} \cdot \left(\frac{4,45 + 4,20}{2}\right)^2 = -2,90 \text{ mt};$$

$$M_l = +\frac{1,82 \cdot 4,45^2}{24} = +1,50 \text{ mt};$$

$$M_b = +\frac{1,82 \cdot 4,20^2}{24} = +1,34 \text{ mt}.$$

Zur Querschnittsbemessung wählen wir nun die jeweiligen Größtwerte, also:

für das Eckmoment:

$$M_E = -2,90 \text{ mt};$$

für das Moment in Mitte der Längswand:

$$M_l = +1,66 \text{ mt};$$

für das Moment in Mitte der Querwand:

$$M_b = +1,34 \text{ mt}.$$

Die zentrischen Zugkräfte berechnen sich nachstehend:

In der Längswand:

beide Zellen gefüllt:

$$Z = p \cdot b = 1,82 \cdot 4,20 = 7,65 \text{ t};$$

Nachbarzelle leer:

$$Z = \frac{p \cdot b}{2} = \frac{1,82 \cdot 4,20}{2} = 3,82 \text{ t.}$$

In der Querwand:
beide Zellen gefüllt:

$$Z = p \cdot l = 1,82 \cdot 4,45 = 8,10 \text{ t;}$$

Nachbarzelle leer:

$$Z = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{1,82 \cdot 4,45}{2} = 4,05 \text{ t.}$$

Die Querschnitte werden sonach beansprucht auf Biegung und zentrischen Zug.

**Spannungsnachweis
in den Wandquerschnitten.**

Wir ermitteln die Spannungen mit Hilfe der von Mörsch zur Bestimmung von x aufgezeichneten Kurvenschar für symmetrische Bewehrung (siehe Fig. 25 b).

Für die Längswand ($l = 4,45 \text{ m}$) ergibt sich bei leerer Nachbarzelle (siehe Fig. 25 c und d):

$$M_l = +1,66 \text{ mt; } Z = 3,82 \text{ t.}$$

Querschnitt: Stärke der Zellwand:

$$d = 17 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm;}$$

$$F_e = F'_e = 2 \varnothing 12 + 6 \varnothing 14 = 11,50 \text{ cm}^2;$$

$$\frac{M}{Z \cdot d} = \frac{166000}{3820 \cdot 17} = 2,56;$$

$$\varphi = \frac{F_e}{b d} = \frac{11,50}{100 \cdot 17} = 0,00677$$

$$= 0,677 \text{ vH.}$$

Aus Fig. 25 b entnehmen wir für obige Bestimmungsgrößen:

$$x = 0,250 \cdot d = 0,250 \cdot 17 = 4,25 \text{ cm.}$$

Damit ergibt sich, wenn wir hier aus denselben Gründen, wie sie für Biegung und Druck angegeben wurden, $n = 15$ wählen:

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 3820 \cdot 4,25}{2 \cdot 11,50 \cdot 15 (17 - 2 \cdot 4,25) - 100 \cdot 4,25} = 28,75 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 28,75 \cdot \frac{0,92 \cdot 17 - 4,25}{4,25} = 1150 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 28,75 \cdot \frac{4,25 - 0,08 \cdot 17}{4,25} = 293 \text{ kg/cm}^2.$$

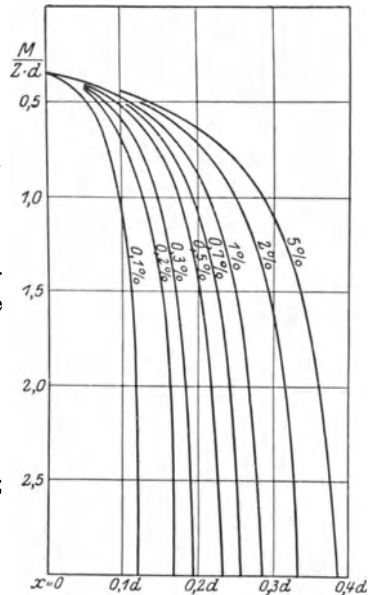


Fig. 25 b. Bestimmung von x für Biegung mit zentrischem Zug.

Die Spannungen bleiben innerhalb der zulässigen Grenzen.

Sind beide Zellen gefüllt, so wird:

$$M_t = 0; \quad Z = 7,65 \text{ t.}$$

In diesem Falle tritt in der Wand nur Zug auf, der vom Eisen allein aufgenommen wird. Es ergibt sich demnach die Eisenspannung bei symmetrischer Bewehrung ($F_e = F'_e = 11,50 \text{ cm}^2$):

$$F_e + F'_e = 2 \cdot 11,50 = 23,00 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{Z}{F_e} = \frac{7650}{23,00} = 332 \text{ kg/cm}^2.$$

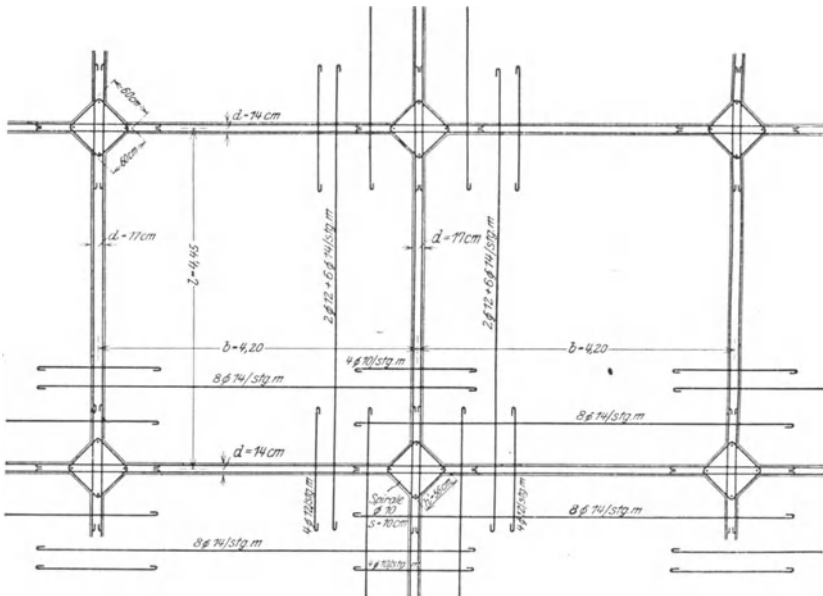


Fig. 25 c. Schnitt *a—*a** in der Tiefe $h_D = 10,85 \text{ m}$.

Wir sehen daraus, daß die höhere Spannung der Eisen bei Beanspruchung des Querschnittes auf Biegung mit zentrischem Zug auftritt. Es wird sich deshalb bei allen nachfolgenden Spannungsermittlungen erübrigen, den zweiten Fall zu untersuchen.

Für die Querwand ($l = 4,20 \text{ cm}$) ergibt sich (siehe Fig. 25 a):

$$M_b = +1,34 \text{ mt}; \quad Z = 4,05 \text{ t (Nachbarzelle leer).}$$

Bei einer Stärke der Zellwand: $d = 14 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$ und $F_e = F'_e = 8 \varnothing 14 = 12,32 \text{ cm}^2$ wird $\frac{M}{Z d} = 2,36$;

$$\varphi = \frac{12,32}{100 \cdot 14} = 0,88 \text{ vH.};$$

$$x = 0,258 d' = 0,268 \cdot 14 = 3,76 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 4050 \cdot 3,76}{2 \cdot 12,32 \cdot 15 (14 - 2 \cdot 3,76) - 100 \cdot 3,76^2} = 31,4 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 31,4 \cdot \frac{0,92 \cdot 14 - 3,76}{3,76} = 1150 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 31,4 \cdot \frac{3,76 - 0,08 \cdot 14}{3,76} = 330 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Querschnitt beim Anschluß der Längswand an die Voute erhält, wenn Einspannung angenommen wird, ein Moment M_E . Bei einer Stärke der Voute von 60 cm (in der Diagonalen gemessen) wird:

$$M_E = \frac{p \left(l - 2 \cdot \frac{60}{\sqrt{2}} \right)^2}{12} = \frac{1,82 \cdot (4,45 - 60 \cdot \sqrt{2})^2}{12};$$

$$M = \frac{1,82 \cdot 3,60^2}{12} = 1,97 \text{ mt};$$

$$Z = 3,82 t; \quad d = 17 \text{ cm}.$$

Durch Übergreifungen der Eisen- und Sondereinlagen ist Doppelbewehrung in Richtung der Querwände vorhanden:

$$F_e = F'_e = 8 \varnothing 14 + 4 \varnothing 10 = 15,46 \text{ cm}^2.$$

In Richtung der Längswände:

$$F_e = F'_e = [2 \varnothing 12 + 6 \varnothing 14] + 4 \varnothing 12 = 16,02 \text{ cm}^2.$$

(Siehe Fig. 25c).

$$\frac{M}{Z \cdot d} = \frac{197000}{3820 \cdot 17} = 3,04;$$

$$\varphi = \frac{15,46}{100 \cdot 17} = 0,91 \text{ vH.};$$

$$x = 0,28 d = 0,28 \cdot 17 = 4,77;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 3820 \cdot 4,77}{2 \cdot 15,46 \cdot 15 (17 - 2 \cdot 4,77) - 100 \cdot 4,77^2} = 30,6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 30,6 \cdot \frac{0,92 \cdot 17 - 4,77}{4,77} = 1050 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 30,6 \cdot \frac{4,77 - 0,08 \cdot 17}{4,77} = 328 \text{ kg/cm}^2.$$

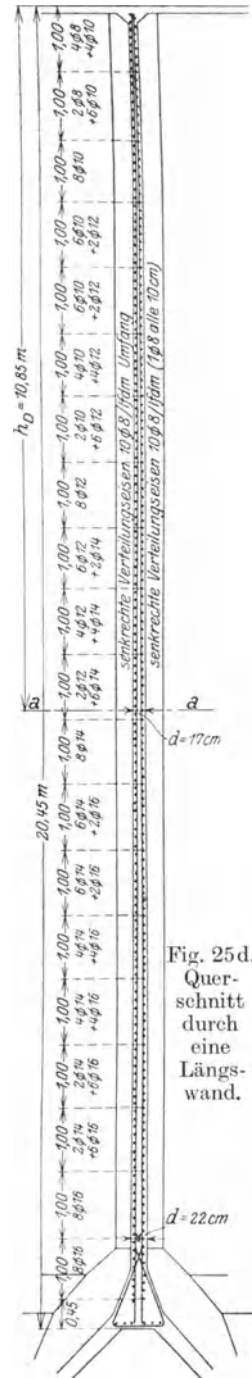


Fig. 25d.
Querschnitt durch eine Längswand.

Die Querkraft an dieser Stelle beträgt:

$$Q = \frac{p l_1}{2} = \frac{1,82 \cdot 3,60}{2} = 2,28 \text{ t,}$$

woraus sich die Schubspannung berechnet:

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{3280}{100 \left(17 - 1,5 - \frac{4,77}{3} \right)} = 2,36 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Querschnitt beim Anschluß der Querwand an die Voute erhält als ungünstigsten Fall:

$$M = \frac{p (b - 60 \sqrt{2})^2}{12} = \frac{1,82 (4,20 - 0,85)^2}{12} = 1,70 \text{ mt};$$

$$Z = 4,05 \text{ t}; \quad d = 14 \text{ cm.}$$

Durch Übergreifungen sind vorhanden:

$$F_e = F'_e = 8 \varnothing 14 + 4 \varnothing 10 = 15,46 \text{ cm};$$

$$\frac{M}{Z d} = \frac{170\,000}{4050 \cdot 14} = 3,0;$$

$$\varphi = \frac{15,46}{100 \cdot 14} = 1,1 \text{ vH.};$$

$$x = 0,29 \cdot 14 = 4,06 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 4050 \cdot 4,06}{2 \cdot 15,46 \cdot 15 (14 - 2 \cdot 4,06) - 100 \cdot 4,06^2} = 30,8 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 30,8 \cdot \frac{0,92 \cdot 14 - 4,06}{4,06} = 1000 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 30,8 \cdot \frac{4,06 - 0,08 \cdot 14}{4,06} = 334 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Querkraft ergibt sich hier zu:

$$Q = \frac{1,82 \cdot 3,35}{2} = 3,05 \text{ t}$$

und daraus die Schubspannung

$$\tau = \frac{3050}{100 \cdot \left(14 - 1,5 - \frac{4,06}{3} \right)} = 2,73 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir ersehen hieraus, daß die Schubspannungen sich in sehr niedrigen Grenzen halten, weshalb deren Berechnung sich bei allen anderen Wänden erübrigt.

Für die Zellenstreifen beim Anschluß des Trichters in einer Tiefe von $h_b = 20,0 \text{ m}$ ergibt sich der Wanddruck:

$$p_b = 2,88 \cdot \left(\frac{0,368}{10,85} \cdot 20 + 0,264 \right) = 2,71 \text{ t/m}^2,$$

und es wird demnach wie früher:

$$M_E = -\frac{2,71}{12} \frac{4,45^3 + 4,20^3}{4,45 + 4,20} = -4,24 \text{ mt};$$

$$M_l = \frac{2,71 \cdot 4,45^2}{8} - 4,24 = +2,46 \text{ mt};$$

$$M_b = \frac{2,71 \cdot 4,20^2}{8} - 4,24 = +1,76 \text{ mt.}$$

Für den beiderseits eingespannten Träger:

$$M_E = -\frac{2,71}{12} \cdot \left(\frac{4,45 + 4,20}{2} \right)^2 = -4,23 \text{ mt};$$

$$M_l = \frac{2,71 \cdot 4,45^2}{24} = +2,23 \text{ mt};$$

$$M_b = \frac{2,71 \cdot 4,20^2}{24} = +2,00 \text{ mt.}$$

Wir legen der Berechnung die Größtwerte zugrunde und erhalten damit für die Längswand ($l = 4,45 \text{ m}$):

$$M_l = +2,46 \text{ mt};$$

$$Z = \frac{2,71 \cdot 4,2}{2} = 5,7 \text{ t};$$

für $d = 22 \text{ cm}$; $F_e = F'_e = 8 \varnothing 16 = 16,08 \text{ cm}^2$ wird:

$$\frac{M}{Z \cdot d} = \frac{246000}{5700 \cdot 22} = 1,96;$$

$$\varphi = \frac{16,08}{100 \cdot 22} = 0,73 \text{ vH.};$$

$$x = 0,245 \cdot 22 = 5,4 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 5700 \cdot 5,4}{2 \cdot 16,08 \cdot 15 (22 - 2 \cdot 5,4) - 100 \cdot 5,4^2} = 24,7 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 24,7 \frac{0,92 \cdot 22 - 5,4}{5,4} = 1020 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 24,7 \frac{5,4 - 0,08 \cdot 22}{5,4} = 250 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Innenwand ($l = 4,20 \text{ m}$) sind:

$$M_b = +2,00 \text{ mt}; \quad Z = \frac{2,71 \cdot 4,45}{2} = 6,04 \text{ t};$$

$$d = 18 \text{ cm}; \quad F_e = F'_e = 4 \varnothing 14 + 4 \varnothing 16 = 14,20 \text{ cm}^2;$$

wir aus der Gleichgewichtsbedingung $2Z = p2r$; $Z = pr =$ Zugkraft in der Kreislinie. Ferner erhalten wir aus der Bedingung, daß das Moment in Feldmitte $\frac{pl^2}{24}$ sein soll, folgende Gleichung zur Ermittlung des Halbmessers der Zuglinie:

$$M_l = Z \cdot x = p \cdot r \cdot x = \frac{pl^2}{24};$$

$$r \cdot x = \frac{l^2}{24};$$

außerdem ist $x = r - \frac{l}{2}$, und es wird demnach:

$$r \cdot \left(r - \frac{l}{2} \right) = \frac{l^2}{24} \quad \text{oder} \quad r^2 - r \cdot \frac{l}{2} - \frac{l^2}{24} = 0;$$

daraus:

$$r = \frac{\frac{l}{2} \pm \sqrt{\frac{l^2}{4} + 4 \frac{l^2}{24}}}{2} = l \cdot \frac{0,5 \pm \sqrt{\frac{10}{24}}}{2};$$

$$r = l \cdot \frac{0,5 \pm \sqrt{0,417}}{2} = 0,573 l.$$

Nun ergibt sich die Fläche, die von diesem Kreise eingeschlossen wird, zu:

$$F = (0,573 l)^2 \cdot \pi = 1,03 \cdot l^2$$

oder das 1,03 fache der Fläche der Zelle.

Dieses Verfahren ergibt in einfacher Weise recht brauchbare Werte zur Dimensionierung von Silozellen von unregelmäßigem Grundriß, indem man einen Kreis mit dem 1,03fachen Inhalt des Zellenquerschnittes zeichnet, dessen Mittelpunkt mit dem Schwerpunkt der Zellenquerschnittsfläche zusammenfällt.

Rechteckzelle: Querschnitt 2,10/4,45 m.

Die Belastung der Zellenwand ergibt sich mit den bereits unter 1. angeführten Werten für $\operatorname{tg} \varphi = 0,30$; $\varphi = 30^\circ$; $g = 0,80$ t/cbm für:

$$\left. \begin{aligned} F &= 2,10 \cdot 4,45 = 9,35 \text{ m}^2 \quad . \quad . \quad \left. \right\} \frac{U}{F} = \frac{13,10}{9,35} = 1,40. \\ U &= 2 \cdot (2,10 + 4,45) = 13,10 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

Der größte Wanddruck:

$$p_{s \max} = \frac{0,80}{1,40 \cdot 0,30} = 1,90 \text{ t/m}^2;$$

in der Tiefe:

$$h_s = 2h_D = 2 \cdot \frac{1,90}{0,80 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right)} = 2 \cdot 7,14 = 14,28 \text{ m.}$$

Von dieser Tiefe an bis zum Trichteranschluß bleiben der Druck und somit auch die Momente sowie Wandstärke und Eiseneinlagen gleich.

In der Tiefe $h_D = 7,14$ m ergibt sich der Druck:

$$p_{hD} = 0,632 p_{s \max} = 0,632 \cdot 1,90 = 1,20 \text{ t/m}^2.$$

Ermittlung der Querschnittskräfte und Bemessung der Querschnitte.

Für den Zellenstreifen in Tiefe $h_s = 14,28$ m ergeben sich die Momente unter der Annahme der Einzelzelle mit gleichstarken Wänden und steifen Ecken wie vorher:

$$M_E = -\frac{1,90}{12} \cdot \frac{4,45^3 + 2,10^3}{4,45 + 2,10} = -2,35 \text{ mt};$$

$$M_l = \frac{1,90 \cdot 4,45^2}{8} - 2,35 = +2,35 \text{ mt};$$

$$M_b = \frac{1,90 \cdot 2,10^2}{8} - 2,35 = -1,30 \text{ mt}.$$

Zum Vergleich mögen nun für diesen Fall die Momente nach dem im vorigen behandelten Näherungsverfahren ermittelt werden.

Querschnittsfläche des Silos: $F_s = 2,10 \cdot 4,45 = 9,35 \text{ m}^2$.

Die von der Zuglinie (Kreis) eingeschlossene Fläche: $F_K = 1,03 \cdot 9,35 = 9,64 \text{ qm}$. Hieraus ergibt sich der Halbmesser dieses Zugkreises zu:

$$r = \sqrt{\frac{F_K}{\pi}} = \sqrt{\frac{9,64}{\pi}} = 1,75 \text{ m}$$

und damit die Zugkraft:

$$Z = r \cdot p = 1,75 \cdot 1,90 = 3,33 \text{ t}.$$

Das Moment in Mitte der Längsseite wird nun:

$$M_l = \left(r - \frac{b}{2}\right) \cdot Z = \left(1,75 - \frac{2,10}{2}\right) \cdot 3,33 = +2,33 \text{ mt}.$$

Das Moment in Mitte der Querseite:

$$M_h = \left(r - \frac{l}{2}\right) \cdot Z = \left(1,75 - \frac{4,45}{2}\right) \cdot 3,33 = -1,58 \text{ mt}.$$

Das Moment in der Ecke bei einer Länge der Diagonalen: $e = \sqrt{l^2 + b^2} = \sqrt{4,45^2 + 2,10^2} = 4,92 \text{ m}$ wird:

$$M_E = \left(r - \frac{e}{2}\right) \cdot Z = \left(1,75 - \frac{4,92}{2}\right) \cdot 3,33 = -2,36 \text{ mt}.$$

Ein Vergleich mit den früher errechneten Werten zeigt eine sehr gute Übereinstimmung, so daß diese Näherungsmethode in Anbetracht der Unmöglichkeit der genauen Erfassung des statischen Problems viel-

seitiger Silos und der sehr umständlichen und zeitraubenden genaueren Verfahren zur Berechnung von Silowänden sehr wohl zur Anwendung empfohlen werden kann, wie dies bereits in der Praxis der Firma Ways & Freytag A.-G. geschehen ist.

Für die Längswand ($l = 4,45$) ergibt sich:

$$M_l = +2,35 \text{ mt};$$

$$Z = 1,90 \cdot \frac{2,10}{2} = 1,995 \text{ t/m};$$

Wandstärke der Zelle $d = 18 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$.

$$F_e = F'_e = 4 \varnothing 14 + 4 \varnothing 16 = 14,20 \text{ cm}^2;$$

$$\frac{M}{Z \cdot d} = \frac{235000}{1995 \cdot 18} = 6,55;$$

$$\varphi = \frac{14,20}{100 \cdot 18} = 0,79 \text{ vH.}$$

Für diese Werte findet man durch Weiterführen der Kurve für 0,79 vH. in Fig. 25 b annähernd $x = 0,28$ $d = 0,28 \cdot 18 \approx 5,0 \text{ cm}$.

Den genauen Wert für x erhält man aus der Gleichung dritten Grades:

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \left(\frac{d}{2} + \frac{M}{Z} \right) - x \cdot 12 \frac{M}{Z} \cdot n \frac{F_e}{b} + 6 n \frac{F_e}{b} \left(\frac{M}{Z} d - 2e^2 \right) = 0$$

für

$$\frac{M}{Z} = \frac{235000}{1995} = 118 \quad \text{und} \quad e = 0,42 d = 0,42 \cdot 18 \approx 7,5 \text{ cm}$$

erhält man:

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \left(\frac{18}{2} + 118 \right) - x \cdot 12 \cdot 118 \cdot 15 \cdot \frac{14,20}{100} +$$

$$+ 6 \cdot 15 \cdot \frac{14,20}{100} (118 \cdot 18 - 2 \cdot 7,5^2) = 0;$$

$$x^3 - 381 x^2 - 3020 x + 25700 = 0;$$

$$x = 5,18 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 1995 \cdot 5,18}{2 \cdot 14,20 \cdot 15 (18 - 2 \cdot 5,18) - 100 \cdot 5,18^2} = 36,2 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 36,2 \frac{0,92 \cdot 18 - 5,18}{5,18} = 1190 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 36,2 \frac{5,18 - 0,08 \cdot 18}{5,18} = 392 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Querwand ($b = 2,10 \text{ m}$) ergibt sich:

$$M_b = -1,58 \text{ mt};$$

$$Z = 1,90 \cdot \frac{4,45}{2} = 4,23 \text{ t};$$

Wandstärke $d = 15$ cm; $b = 100$ cm; $F_e = F'_e = 6 \varnothing 14 + 2 \varnothing 16 = 13,26$ cm²;

$$\frac{M}{Z \cdot d} = \frac{158000}{4230 \cdot 15} = 2,5;$$

$$q = \frac{13,26}{100 \cdot 15} = 0,885 \text{ vH.};$$

$$x = 0,27 d = 0,27 \cdot 15 = 4,05 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 4230 \cdot 4,05}{2 \cdot 13,26 (15 - 2 \cdot 4,05) - 100 \cdot 4,05^2} = 31,0 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 31,0 \frac{0,92 \cdot 15 - 4,05}{4,05} = 1120 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 31,0 \frac{4,05 - 0,08 \cdot 15}{4,05} = 328 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Zellenstreifen in Tiefe $h_D = 7,14$ m erhält man die Momente bei dem hier auftretenden Wanddruck $p_{hD} = 1,20$ t/m² einfach proportional den unter a) ermittelten Momenten und wir erhalten:

Für die Längswand:

$$M_l = +2,35 \cdot \frac{1,20}{1,90} = +1,49 \text{ mt};$$

$$Z = 1,20 \cdot \frac{2,10}{2} = 1,26 \text{ t/m}.$$

Wandstärke $d = 16$ cm; $b = 100$ cm;

$$F_e = F'_e = 6 \varnothing 12 + 2 \varnothing 14 = 9,87 \text{ cm}^2;$$

$$\frac{M}{Z} = \frac{149000}{1260} = 118;$$

es wird mit $e = 0,42 d \simeq 6,7$ cm

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \left(\frac{16}{2} - 118 \right) - x \cdot 12 \cdot 118 \cdot 15 \cdot \frac{9,87}{100} +$$

$$+ 6 \cdot 15 \cdot \frac{9,87}{100} (118 \cdot 16 - 2 \cdot 6,7^2) = 0;$$

$$x^3 - 378 x^2 - 2100 x + 16000 = 0;$$

$$x = 4,3 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 1260 \cdot 4,3}{2 \cdot 9,87 \cdot 15 (16 - 2 \cdot 4,3) - 100 \cdot 4,3^2} = 31,8 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 31,8 \cdot \frac{0,92 \cdot 16 - 4,3}{4,3} = 1155 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 31,8 \frac{4,3 - 0,08 \cdot 16}{4,3} = 335 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Querwand wird:

$$M_b = -1,58 \cdot \frac{1,20}{1,90} = -1,00 \text{ mt};$$

$$Z = 1,20 \cdot \frac{4,45}{2} = 2,67 \text{ t.}$$

Wandstärke $d = 13 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;

$$F_e = F'_e = 8 \varnothing 12 = 9,05 \text{ cm}^2;$$

$$\frac{M}{Z \cdot d} = \frac{100\,000}{2670 \cdot 13} = 2,88;$$

$$\varphi = \frac{9,05}{100 \cdot 13} = 0,7 \text{ v. H.};$$

$$x = 0,256 d = 3,33 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 2670 \cdot 3,33}{2 \cdot 9,05 \cdot 15 (13 - 2 \cdot 3,33) - 100 \cdot 3,33^2} = 29,2 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 29,2 \frac{0,92 \cdot 13 - 3,33}{3,33} = 1140 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 29,2 \frac{3,33 - 0,08 \cdot 13}{3,33} = 300 \text{ kg/cm}^2.$$

c) Berechnung der Eckzelle (mit zwei gewölbten Außenwänden)
(Fig. 26a)

$$(4,30 - 0,08) (4,55 - 0,08) = 4,22/4,47 \text{ m.}$$

Die Belastung der Zellwand.

Aus Fig. 26 b ergibt sich Querschnittsfläche und Umfang der Zelle wie nachstehend:

$$F = 20,90 \text{ qm};$$

$$U = 4,22 + 4,47 + 4,31 + 4,55 = 17,55 \text{ lfdm.}$$

Mit den Werten $g = 0,8 \text{ t/cbm}$; $\text{tg } \varphi = 0,30$ und $\varphi = 30^\circ$ ergibt sich der größte Wanddruck mit

$$\frac{U}{F} = \frac{17,55}{20,90} = 0,84;$$

$$p_{s \max} = \frac{0,80}{0,84 \cdot 0,30} = 3,18 \text{ t/m}^2$$

in einer Tiefe:

$$h_s = 2 h_D = 2 \cdot \frac{3,18}{0,80 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right)} = 2 \cdot 11,90 = 23,80 \text{ m.}$$

In der Tiefe $h_D = 11,90 \text{ m}$ wird der Wanddruck $p_{hD} = 0,632 p_{s \max} = 0,632 \cdot 3,18 = 2,01 \text{ t/m}^2$.

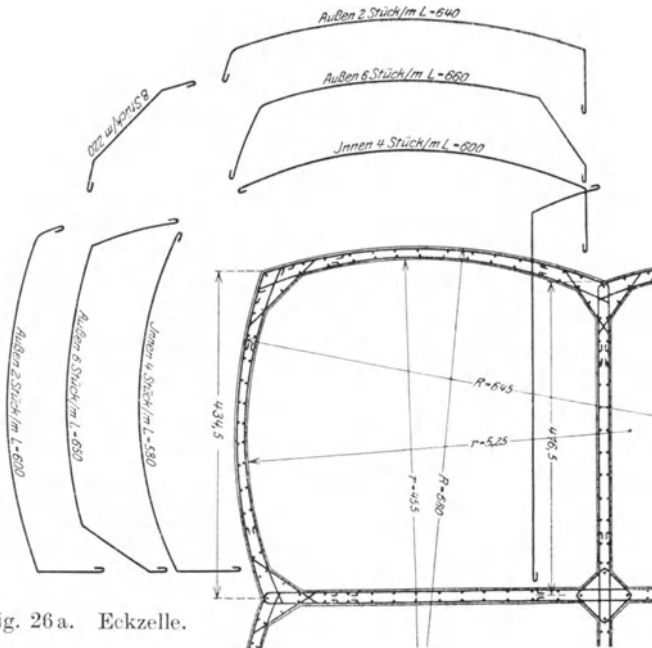


Fig. 26 a. Eckzelle.

Ermittlung der Querschnittskräfte und Bemessung der Querschnitte.

Für die Zellenstreifen in Tiefe $h_D = 11,90$ m ergeben sich die Momente nach den Näherungsverfahren mittelst der kreisförmigen Zuglinie, wie früher bereits ausführlich behandelt nach Fig. 26 b wie folgt:

$$f_1 = 6,30 - \sqrt{6,30^2 - \left(\frac{4,22}{2}\right)^2} = 0,37 \text{ m}$$

$$f_2 = 6,70 - \sqrt{6,70^2 - \left(\frac{4,47}{2}\right)^2} = 0,38 \text{ m}$$

$$F_1 = 0,38 \cdot 4,47 \cdot \frac{2}{3} = 1,13 \text{ qm}$$

$$F_2 = F_5 = 1,055 \frac{4,47 + 4,70}{2} = 4,845 \text{ m}$$

$$F_3 = F_4 = 1,055 \frac{4,70 + 4,84}{2} = 5,04 \text{ m}$$

$$F = 1,13 + 2(4,845 + 5,04) = 20,90 \text{ qm}$$

$$D_1 = 0,37 \cdot 4,22 \cdot \frac{2}{3} = 1,04 \text{ qm}$$

$$D_2 = D_5 = 1,1175 \frac{4,22 + 4,52}{2} = 4,85 \text{ qm}$$

$$D_3 = D_4 = 1,1175 \frac{4,52 + 4,60}{2} = 5,08 \text{ qm}$$

$$D = 1,04 + 2(4,85 + 5,08) = 20,90 \text{ qm}$$

Radius des Zugkreises:

$$R = \sqrt{\frac{1,03 F}{\pi}} = \sqrt{\frac{1,03 \cdot 20,90}{3,14}} = 2,62 \text{ m};$$

daraus die Zugkraft

$$Z = R \cdot p_{hD} = 2,62 \cdot 2,01 = 5,27 \text{ t};$$

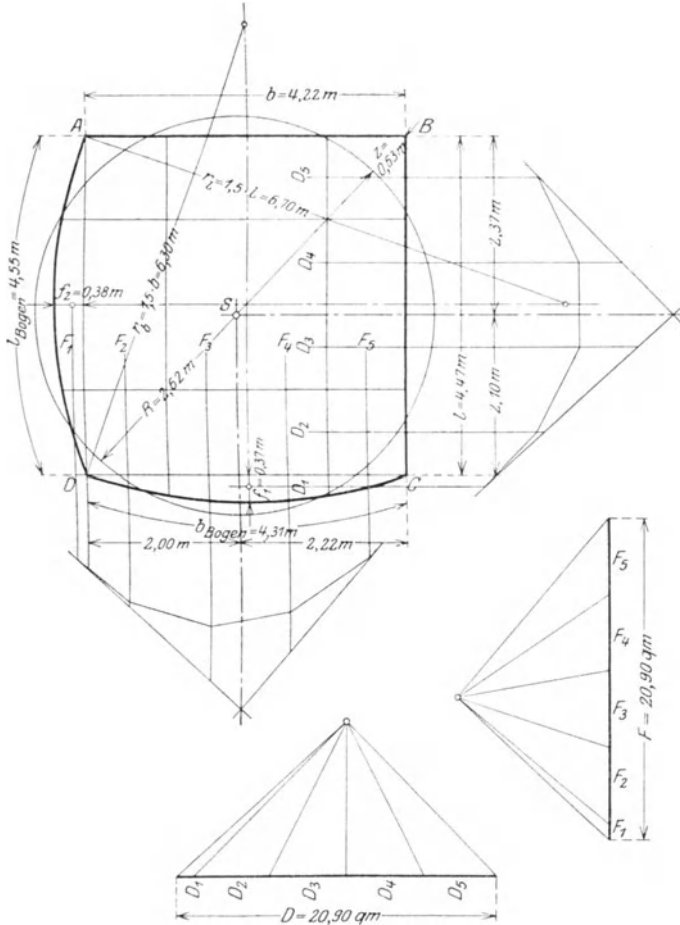


Fig. 26 b.

für die Innenwand mit $l = 4,47 \text{ m}$:

$$M_l = 5,27 (2,62 - 2,22) = +2,11 \text{ mt};$$

für die Innenwand mit $b = 4,22 \text{ m}$:

$$M_b = 5,27 (2,62 - 2,37) = +1,32 \text{ mt};$$

für die gewölbte Außenwand mit $b = 4,22 \text{ cm}$:

$$M_{b_w} = 5,27 (2,62 - 2,47) = +0,79 \text{ mt};$$

für die gewölbte Außenwand mit $l = 4,47$ m:

$$M_{lw} = 5,27 (2,62 - 2,38) = +1,27 \text{ mt.}$$

Für die Ecke B (größtes Eckmoment) Abstand von der Zuglinie

$$z = \sqrt{2,37^2 + 2,22^2} - 2,62 = 0,63 \text{ m;}$$

$$M_B = -5,27 \cdot 0,63 = -3,32 \text{ mt.}$$

d) Querschnittsbemessung und Spannungsnachweise.

Für die Innenwand mit $l = 4,47$ m:

$$M_l = +2,11 \text{ mt;} \quad Z = 2,01 \cdot \frac{4,22}{2} = 4,25 \text{ t.}$$

Wandstärke $d = 17$ cm; $b = 100$ m:

$$F_e = F'_e = 4 \varnothing 16 + 4 \varnothing 14 = 14,20 \text{ cm}^2;$$

$$\frac{M}{Z \cdot d} = \frac{211\,000}{4250 \cdot 17} = 2,92;$$

$$\varphi = \frac{14,20}{100 \cdot 17} = 0,84 \text{ vH.};$$

$$x = 0,272 d = 4,62 \text{ cm;}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 4250 \cdot 4,62}{2 \cdot 14,20 \cdot 15 (17 - 2 \cdot 4,62) - 100 \cdot 4,62^2} = 33,7 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 33,7 \cdot \frac{0,92 \cdot 17 - 4,62}{4,62} = 1200 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 33,7 \cdot \frac{4,62 - 0,08 \cdot 17}{4,62} = 356 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Innenwand mit $b = 4,22$ m:

$$M_b = +1,32 \text{ mt;} \quad Z = 2,01 \cdot \frac{4,47}{2} = 4,5 \text{ t.}$$

Wandstärke $d = 14$ cm; $b = 100$ cm:

$$F_e = F'_e = 6 \varnothing 14 + 2 \varnothing 12 = 11,50 \text{ cm}^2;$$

$$\frac{M}{Z \cdot d} = \frac{132\,000}{4500 \cdot 14} = 2,10;$$

$$\varphi = \frac{11,50}{100 \cdot 14} = 0,82 \text{ vH.};$$

$$x = 0,257 \cdot d = 3,60 \text{ cm;}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 4500 \cdot 3,60}{2 \cdot 11,50 \cdot 15 (14 - 2 \cdot 3,60) - 100 \cdot 3,60^2} = 30,7 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 30,7 \cdot \frac{0,92 \cdot 14 - 3,60}{3,60} = 1190 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 30,7 \cdot \frac{3,60 - 0,08 \cdot 14}{3,60} = 317 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die gewölbte Außenwand mit $b = 4,22$ m:

$$M_{bw} = +0,79 \text{ mt};$$

$$Z = 2,01 \cdot \frac{4,47}{2} = 4,5 \text{ t.}$$

Wandstärke $d = 13,5$ cm; $b = 100$ cm.

Da es sich hier um eine Außenwand handelt, die nur Biegemomente in einem Richtungssinne erfährt, so ist auch nur in der Nähe des Außenrandes Eisen einzulegen. Wir haben hier demnach den Fall einseitiger Bewehrung.

$$F_e = 6 \varnothing 12 + 2 \varnothing 14 = 9,87 \text{ cm}^2;$$

$$\frac{M}{Z \cdot d} = \frac{79000}{4500 \cdot 13,5} = 1,30;$$

$$= \frac{9,87}{100 \cdot 13,5} = 0,73 \text{ vH.};$$

$$x = 0,27 d = 3,65 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{N x}{\underbrace{n b d}_{F_e} (0,92 d - x) - \frac{b x^2}{2}};$$

mit $n = 15$ erhalten wir:

$$\sigma_{bd} = \frac{4500 \cdot 3,65}{15 \cdot 9,87 (0,92 \cdot 13,5 - 3,65) - \frac{100 \cdot 3,65^2}{2}} = 26,0 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 26,0 \frac{0,92 \cdot 13,5 - 3,65}{3,65} = 940 \text{ kg/cm}^2.$$

Auf der Innenseite der Außenwand legen wir zur Sicherheit gegen etwa auftretende negative Momente (hervorgerufen durch für diesen Fall ungünstigste Belastung des Zellensystems) eine schwache Eisenbewehrung von $F'_e = 4 \varnothing 8$ ein.

Für die gewölbte Außenwand mit $l = 4,47$ m:

$$M_{lw} = +1,27 \text{ mt};$$

$$Z = 2,01 \cdot \frac{4,22}{2} = 4,25 \text{ t.}$$

Wandstärke $d = 16$ cm; $b = 100$ cm.

Einseitige Bewehrung, da Außenwand; $F_e = 2 \varnothing 12 + 6 \varnothing 14 = 11,50 \text{ cm}^2$;

$$\frac{M}{Z \cdot d} = \frac{127000}{4250 \cdot 16} = 1,87;$$

$$\varphi = \frac{11,50}{100 \cdot 16} = 0,72 \text{ vH.};$$

$$x = 0,292 d = 4,67 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{4250 \cdot 4,67}{15 \cdot 11,50 (0,92 \cdot 16 - 4,67) - \frac{100 \cdot 4,67^2}{2}} = 31,0 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{be} = 15 \cdot 31,0 \frac{0,92 \cdot 16 - 4,67}{4,67} = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Spannungen der Eisen in den Außenwänden sind mit Rücksicht auf etwaige Zusätze, die durch einen Wärmeunterschied zwischen Zelle und freier Außenluft entstehen können, etwas niedriger gehalten als dies bei den Innenwänden für zulässig erachtet wurde.

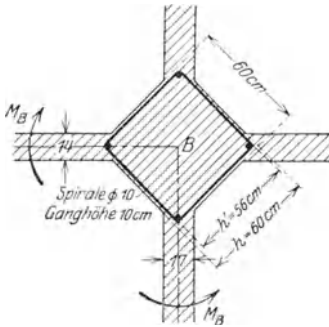


Fig. 26 c.

Dem größten negativen Moment in Ecke B $M_B = -3,32$ mt, entsprechend, bilden wir die Ecke aus wie Fig. 26 c zeigt. Für das negative Moment wirkt der Querschnitt an der Stelle B wie ein Rechteckquerschnitt von der Höhe $h = 60$ cm; $h' = 60 - 4 = 56$ cm. Die Eiseneinlage bilden wir in Form einer Spirale von der Ganghöhe $s = 10$ cm mit $\varnothing 10$ aus. Es entfällt demnach auf 1 stgdm $F_e = 10 \cdot 0,785$

$= 7,85 \text{ cm}^2$. Mit diesen Werten ergibt sich mit $n = 10$ (da reine Biegung!):

$$x = \frac{10 \cdot 7,85}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 56}{10 \cdot 7,85}} \right) = 8,64 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 M}{x \cdot b \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 332\,000}{8,64 \cdot 100 \left(56 - \frac{8,64}{3} \right)} = 14,5 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{332\,000}{7,85 \cdot \left(56 - \frac{8,64}{3} \right)} = 800 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Untersuchung des Zellenstreifens beim Anschluß an den Trichter ist ganz entsprechend der vorstehenden Berechnung durchzuführen, bringt aber keine neuen Gesichtspunkte, weshalb auf die frühere Berechnung verwiesen wird.

In Vorstehendem wurde bei allen Zellformen nur für die stärksten beanspruchten Lamellen die Querschnittsbemessung durchgeführt. Nach oben hin nehmen die Seitendrucke nach der in Fig. 25 a dargestellten Linie ab. Dementsprechend verringern sich auch die Biegemomente und Normalkräfte und damit die erforderlichen Eiseneinlagen und die Wandstärken. Die Eisen in einer bestimmten Höhe (F_{ex}) ergeben sich

bei den gleichen Spannungen σ_e wie in der untersuchten Zone, wenn der dort eingelegte Eisenquerschnitt mit $F_{e\max}$ bezeichnet wird, aus folgender Beziehung:

$$F_{ex} = F_{e\max} \cdot \frac{p_x}{p_{\max}}$$

Auf diese Weise werden die Eiseneinlagen der Längswand (Fig. 25 c und d) ermittelt.

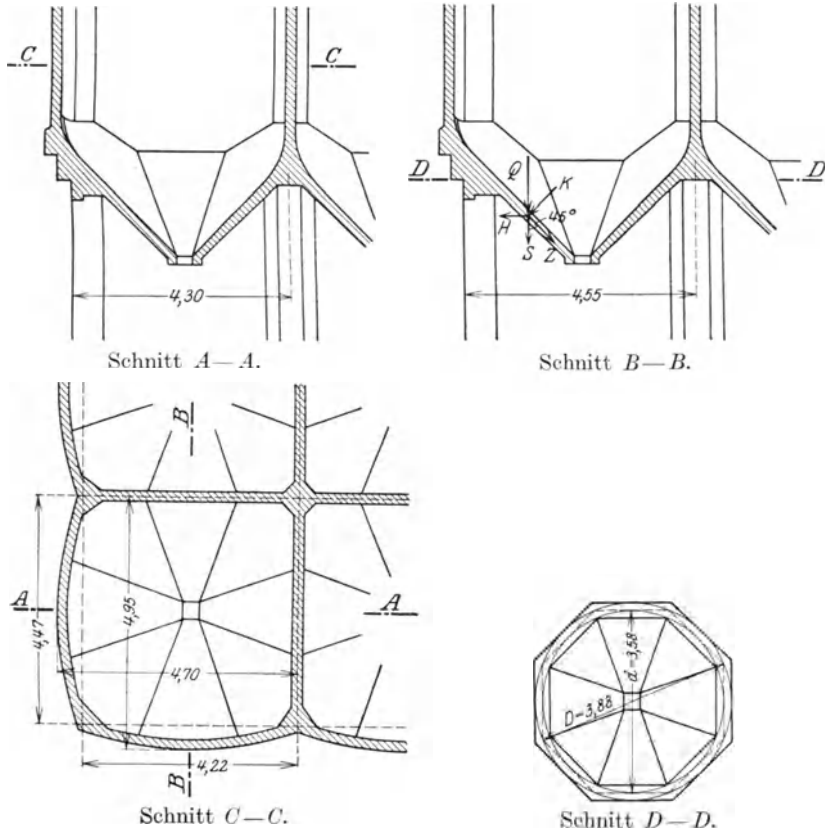


Fig. 26 d.

e) Berechnung der Auslaufrichter.

Die größte Fläche und somit die größte Auflast und Beanspruchung haben die Trichter der Eckzellen. Es seien deshalb nur diese nachfolgend berechnet. Alle übrigen werden dann in gleicher Weise ausgebildet.

Die genauere Ausbildung zeigen Längen- und Querschnitte der Fig. 26 d. Als am stärksten beansprucht ist der Schnitt D — D beim Anschluß an die Gesims- bzw. Auflagerverstärkungen anzusehen. An

dieser Stelle kann die Grundrißfläche als regelmäßiges Achteck angenommen werden. Aus Schnitt $D - D$ kann der Durchmesser des eingeschriebenen Kreises der Querschnittsmittellinie entnommen werden.

Es ergeben sich:

$$r = \text{Halbmesser des inneren Kreises} = \frac{3,58}{2} = 1,79 \text{ m};$$

$$R = \text{Halbmesser des äußeren Kreises} = 1,082 r = 1,94 \text{ m};$$

$$F = n \cdot r^2 \operatorname{tg} \left(\frac{180^\circ}{n} \right) = 8 \cdot r^2 \operatorname{tg} 22,5^\circ = 3,314 \cdot r^2 = 10,6 \text{ qm.}$$

Die senkrechte Auflast der Zellenfüllung beträgt:

$$q_{\max} = \frac{p_s \max}{\operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)} = \frac{3,18}{0,577^2} = 9,5 \text{ t/qm.}$$

$$\text{Hierzu Eigengewicht des Trichters: } 0,25 \cdot 2,4 = 0,6 \text{ ,,}$$

$$q = 10,10 \text{ t/qm.}$$

Diese Auflast ($q = 10,10 \text{ t/qm}$) wird durch die unter 45° geneigten Trichterwände, wie dies in Schnitt $B - B$ dargestellt ist, in die zwei Komponenten K und Z ($K = Z = \frac{q}{\sqrt{2}} = 7,15 \text{ t/qm}$), welche senkrecht bzw. parallel zur Trichterfläche wirken, zerlegt. Durch nochmalige Zerlegung erhalten wir die den Trichter horizontal nach auswärts beanspruchende Kraft H , welche die Ringkraft und die Momente hervorruft und die den Querschnitt auf Abscherung beanspruchende Kraft S :

$$H = S = \frac{7,15}{\sqrt{2}} = 5,05 \text{ t/qm} = \frac{q}{2}.$$

Infolge der Horizontalkraft $H = 5,05 \text{ t}$ ergibt sich nun bei Zugrundelegen eines Feldmomentes in Mitte der Achteckseite von $\frac{q l^2}{16}$ nachfolgende Beanspruchung. Da nun das angenommene Moment $\left(\frac{q l^2}{16} \right)$ gerade die Hälfte des Momentes bei freier Auflagerung $\left(M = \frac{q l^2}{8} \right)$ ist, so muß die Zuglinie, die hier wieder in Annäherung als Kreis gewählt wird, in der Mitte zwischen dem ein- und umliegenden Kreis des Achteckes liegen. Es wird also der Halbmesser der Zuglinie:

$$r_z = \frac{r + R}{2} = \frac{1,79 + 1,94}{2} = 1,865 \text{ m,}$$

und somit die Zugkraft:

$$Z = r_z \cdot H = 1,865 \cdot 5,05 = 9,42 \text{ t,}$$

und das Moment:

$$M = Z \cdot (r_z - r) = 9,42 (1,865 - 1,79) = 0,706 \text{ mt.}$$

Da die Exzentrizität der Zugkraft:

$$e = \frac{M}{Z} = \frac{70\,600}{9420} = 7,5 \text{ cm}$$

sehr gering ist, so können wir die erforderliche Ringbewehrung wie folgt ermitteln.

Wir verteilen die exzentrisch wirkende Zugkraft nach dem Hebelgesetz auf die beiden Eiseneinlagen F_e und F'_e und erhalten bei einer Entfernung der Eiseneinlagen von $(20 - 2 \cdot 1,5) = 17 \text{ cm}$ die in den Eisen wirksamen Zugkräfte (siehe Fig. 26e):

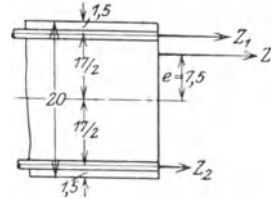


Fig. 26 e.

$$Z_1 = \frac{Z \cdot \left(\frac{17}{2} + 7,5 \right)}{17} = 8866 \text{ kg};$$

$$Z_2 = \frac{Z \cdot \left(\frac{17}{2} - 7,5 \right)}{17} = 554 \text{ kg};$$

und demnach:

$$F'_e = \frac{Z_1}{\sigma_e} = \frac{8866}{1200} = 7,4 \text{ cm}^2;$$

$$F_e = \frac{Z_2}{\sigma_e} = \frac{554}{1200} = 0,46 \text{ cm}^2;$$

ingelegt:

$$F_e = 9 \varnothing 12 = 10,18 \text{ cm}^2;$$

$$F'_e = 3 \varnothing 12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

Die Scherspannung im Schnitt $D - D$ ergibt sich mit dem Umfang der Mittellinie des Querschnitts U :

$$U = 8 \cdot a = 8 \cdot 2 \cdot r_z \cdot \operatorname{tg} \varphi = 8 \cdot 2 \cdot r_z \cdot \operatorname{tg} \frac{180}{8} = 8 \cdot 0,8284 \cdot r_z \\ = 8 \cdot 0,8284 \cdot 1,865 = 12,35 \text{ m},$$

und die gesamte Scherkraft

$$S = F \cdot 5,05 = 10,6 \cdot 5,05 = 53,6 \text{ t},$$

$$\text{zu: } \tau = \frac{S}{U \cdot d_1}; \quad d_1 = \sqrt{2} \cdot d = \sqrt{2} \cdot 20 = 28 \text{ cm};$$

$$\tau = \frac{53\,600}{1235 \cdot 28} = 1,55 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zur Aufnahme der in Richtung der Trichterwände wirkenden Zugkraft erforderlichen Eiseneinlagen ermitteln sich aus:

$$F_e = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{7150}{1200} = 6,0 \text{ cm}^2.$$

Eingelegt werden: $F_e = 8 \cdot 12 = 9,05 \text{ cm}^2$ für jeden laufenden Meter des Umfanges.

Beim Anschluß des Trichters an die senkrechte Wand wird diese Zugkraft:

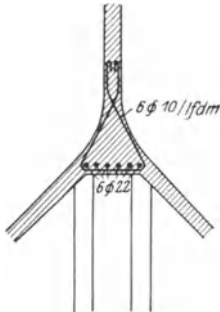


Fig. 26f.

Zugkraft:

$$Z = \frac{F \cdot \frac{q}{\sqrt{2}}}{U};$$

$$F = 20,90 \text{ m}^2 \text{ (siehe Fig. 26 b);}$$

$$U = (4,47 + 4,22 + 4,55 + 4,31) = 17,55 \text{ m;}$$

$$Z = \frac{20,90 \cdot 7150}{17,55} = 8500 \text{ kg;}$$

$$F_{e \text{ erf.}} = \frac{8500}{1200} = 7,1 \text{ cm}^2.$$

An dieser Stelle sind mit den eingelegten senkrechten Bügeln (siehe Fig. 26f) ($6 \cdot 10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{lfd. m}$) im ganzen vorhanden:

$$F_{e \text{ vorh.}} = 9,05 + 4,71 = 13,76 \text{ cm}^2,$$

so daß die Eisenspannung sehr niedrig bleibt.

f) Berechnung der Wände als Träger zur Aufhängung der Trichter.

Die durch die Reibung hervorgerufene senkrechte Belastung, sowie das Eigengewicht der Wand überträgt sich unmittelbar auf die Säulen.

Die Scherspannung beträgt hierbei:

Wandbelastung:

$$\text{Füllung: } 2 \frac{F}{4} (\gamma \cdot h - q_{\text{max}}) = \frac{20,90}{2} (800 \cdot 20,0 - 9500) = 68000 \text{ kg;}$$

$$\text{Eigengewicht der Wand: } 4,47 \cdot 20,0 \frac{0,20 + 0,10}{2} \cdot 2400 = 32200 \text{ kg;}$$

$$\text{Insgesamt: } Q = 100200 \text{ kg.}$$

Scherspannung:

$$\tau = \frac{Q}{2 \cdot F_b} = \frac{100200}{2 \cdot \frac{20 + 10}{2} \cdot 2000} = 1,67 \text{ kg/cm}^2$$

ohne Berücksichtigung der Bewehrung.

Für die Belastung der Wände als Träger kommt nur die Trichterlast in Betracht:

$$\text{Füllung} \dots \dots \dots 2 \cdot \frac{F \cdot q}{4} = 2 \cdot \frac{20,90 \cdot 10100}{4} = 105500 \text{ kg;}$$

$$\text{Eigengewicht des Trichters } 2 \cdot \frac{20,90}{4} \cdot 0,25 \cdot 2400 \cong 6500 \text{ kg;}$$

$$\text{Insgesamt: } Q = 112000 \text{ kg.}$$

Es handelt sich hier um eine Dreiecksbelastung und es ergibt sich das Moment in der Mitte eines frei aufliegenden Trägers bei einer dreieckförmigen Gesamtbelastung Q und einer Spannweite l zu $\mathfrak{M} = \frac{Q \cdot l}{6}$ (siehe Fig. 26g). Um die Wirkung des Trägers als Glied eines durchlaufenden Trägers in Rücksicht zu ziehen, wählen wir als tatsächlich auftretendes Moment:

$$M = \frac{4}{5} \mathfrak{M} = \frac{4}{5} \frac{112,0 \cdot 4,47}{6} = 67,0 \text{ mt.}$$

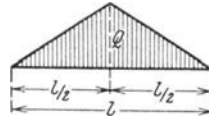


Fig. 26 g.

Wählen wir die Spannungen:

$$\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

so erhalten wir bei einer mittleren Wandstärke von 14 cm nach der Zusammenstellung (S. 16):

$$h' = 0,600 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,600 \sqrt{\frac{6\,700\,000}{14}} = 219 \text{ cm};$$

$$F_{e\text{erf.}} = 0,00149 \sqrt{M \cdot b} = 0,00149 \sqrt{6\,700\,000 \cdot 14} = 14,42 \text{ cm}^2.$$

Eingelegt: $6 \varnothing 22 = 22,81 \text{ cm}^2$ (siehe Fig. 26f).

Die Querwand bei den kleinen Zellen $2,10 \times 4,45$ hat außer der oben ermittelten Auflast durch die Auslauftrichter noch das Eigengewicht der Mittelwand als Einzellast in Feldmitte aufzunehmen. Es wird demnach das Gesamtmoment entsprechend wie vor bei $l = 4,45 \text{ m}$:

$$M = \frac{4}{5} \left(\frac{112 \cdot 4,45}{6} + \frac{32,2 \cdot 4,45}{4} \right) \cong 95,0 \text{ mt};$$

für $\sigma_{ba} = 30 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ wird mit $b = 16 \text{ cm}$:

$$h' = 0,600 \sqrt{\frac{9\,500\,000}{16}} = 462 \text{ cm};$$

$$F_{e\text{erf.}} = 0,00149 \sqrt{9\,500\,000 \cdot 16} = 18,4 \text{ cm}^2.$$

Die oben vorgesehenen $6 \varnothing 22$ mit $F_e = 22,81 \text{ cm}^2$ genügen also auch hier.

f) Berechnung der Säulen.

Säulen im Erdgeschoß:

Mittelsäulen.

Belastung:

Auflast am Fuße der Säule im Dachraum:	= 5,90 t
Gesamtgewicht der Decke über dem Silo $4,45 \cdot 4,20 \cdot 0,64$	= 12,00 t
Gewicht der Füllung $(4,45 - 0,15) (4,20 - 0,15) \cdot 20,0 \cdot 0,8$	= 278,00 t
Wände $(2 \cdot 4,45 + 4,20) \cdot 20,0 \cdot 0,15 \cdot 2,4$	= 94,40 t
Trichter: $2 \cdot 6,5$	= 13,00 t
Eigengewicht der Säule: $0,83 \cdot 4,0 \cdot 2,4$	= 8,00 t
Gesamte Auflast am Säulenfuß P	<u>= 411,30 t.</u>

Die Säule erhält achteckigen Querschnitt und wird spiralbewehrt (siehe Fig. 27 a):

$$D = 100 \text{ cm}; \quad D_1 = 95 \text{ cm};$$

$$F_K = 3,14 \cdot \left(\frac{95}{2}\right)^2 = 7500 \text{ cm}^2.$$

Längsbewehrung: $F_e = 8 \varnothing 26 + 8 \varnothing 20 = 67,61 \text{ cm}^2$.

Spirale $\varnothing 14$ mit $f_e = 1,54 \text{ cm}^2$; Ganghöhe $s = 6 \text{ cm}$:

$$F'_e = \frac{100}{s} \cdot D_1 \pi \cdot f_e = \frac{100}{6} \cdot 0,95 \cdot 3,14 \cdot 1,54 = 77,0 \text{ cm}^2;$$

$$F_i = F_K + n \cdot F_e + 2 \cdot n \cdot F'_e = 7500 + 15 \cdot 67,61 + 2 \cdot 15 \cdot 77,0;$$

$$F_i = 10825 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{P}{F_i} = \frac{411\,300}{10\,825} = 38,0 \text{ kg/cm}^2.$$

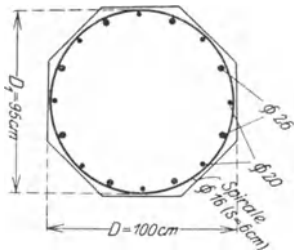


Fig. 27 a.

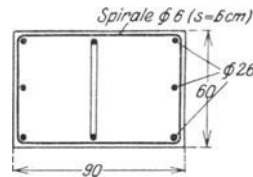


Fig. 27 b.

Mittlere Wandsäulen.

Belastung:

Auflast am Fuße der Säule im Dachraum . . . = 4,0 t

Decke über dem Silo (Giebelseite) = 6,0 t

Backsteinmauerwerk über dem Silo:

$5,0 \cdot 4,45 \cdot 0,25 \cdot 1,60$ = 8,9 t

Füllung: $\frac{278}{2}$ = 139,0 t

Silowände: $\left(4,45 + \frac{4,30}{2}\right) 20,0 \cdot 0,15 \cdot 2,4$ = 47,5 t

Trichter = 6,5 t

Eigengewicht der Säule: $0,6 \cdot 0,9 \cdot 4,0 \cdot 2,4$. . . = 5,2 t

Gesamte Auflast am Säulenfuß P = 217,1 t.

Querschnitt der Säule: 60/90 cm (siehe Fig. 27 b):

$$F_K = 57 \cdot 87 = 4960 \text{ cm}^2.$$

Längsbewehrung $8 \varnothing 26 = 42,47 \text{ cm}^2$.

Spirale: $\varnothing 6$ mit $f_e = 0,28 \text{ cm}^2$; Ganghöhe $s = 6 \text{ cm}$:

$$F'_e = \frac{100}{s} U \cdot f_e = \frac{100}{6} 2 \cdot (0,57 + 0,87) \cdot 0,28 = 13,4 \text{ cm}^2;$$

$$F_Z = 4960 + 15 \cdot 42,47 + 2 \cdot 15 \cdot 13,4 = 6000 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_{b,d} = \frac{P}{F_i} = \frac{217\,100}{6000} = 36,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Säule auf eine Stampfbetonumfassungswand mit einer Stärke von 70 cm zu stehen kommt, deren zulässige Beanspruchung $\sigma_{b,d} = 15 \text{ kg/cm}^2$ ist, so ergibt sich eine erforderliche Auflagerlänge von:

$$l = \frac{217\,100}{15 \cdot 70} = 207 \sim 210 \text{ cm}$$

(siehe Fig. 27c).

Das in der Wand auftretende Biegemoment ergibt sich bei 60 cm Ausladung und einer Belastung von 150 t/m^2

$$M = 0,60 \cdot 0,70 \cdot 150 \cdot \frac{0,60}{2} = 19,0 \text{ mt.}$$

Bei

$$\sigma_b = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad \sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

errechnet sich die erforderliche statische Höhe des 70 cm breiten Querschnittes aus:

$$h' = 1,115 \sqrt{\frac{M}{b}} = 1,115 \sqrt{\frac{1900000}{70}} = 184 \text{ cm}$$

und der notwendige Eisenquerschnitt aus:

$$F_e = 0,00078 \sqrt{M \cdot b} = 0,00078 \sqrt{1900000 \cdot 70} = 9,0 \text{ cm}^2.$$

Es werden zur guten Übertragung der Säulendrucke auf die Umfassungswand in einer Tiefe von 184 cm von Wandoberkante $9 \varnothing 14 = 13,86 \text{ cm}^2$ eingelegt.

Ecksäulen.

Belastung:

Vom Dach = 2,0 t

Decke u. Mauerwerk über dem Silo nicht vorhanden

Füllung: $\frac{20,90}{4} \cdot 18,5 \cdot 0,80$ = 77,5 t

Wände: $\frac{4,55 + 4,31}{2} \cdot 18,0 \cdot 0,15 \cdot 2,4$ = 28,7 t

Trichter: $\frac{6,5}{2}$ $\sim 3,3 \text{ t}$

Eigengewicht der Säule: $\frac{0,60}{0,60} \cdot 4,0 \cdot 2,4$ $\sim 3,5 \text{ t}$

Gesamte Auflast am Säulenfuß P = 115,0 t.

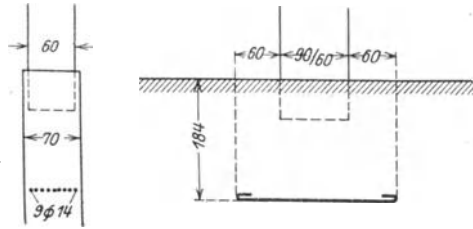


Fig. 27 c.

Querschnitt: 60/60 (Fig. 27 d).

$$F_k = 57 \cdot 57 = 3 \cdot 250 \text{ cm}^2$$

Längsbewehrung: $F_e = 8 \varnothing 22 = 30,41 \text{ cm}^2$.

Spirale: $\varnothing 6 \cdot f_s = 0,28 \text{ cm}^2$; Ganghöhe $s = 15 \text{ cm}$:

$$F'_e = \frac{100}{15} \cdot 4 \cdot 0,57 \cdot 0,28 = 4,25 \text{ cm}^2;$$

$$F_i = 3250 + 15 \cdot 30,41 + 2 \cdot 15 \cdot 4,25 = 3834 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{115000}{3834} = 30,0 \text{ kg/cm}^2.$$

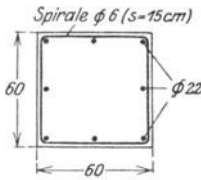


Fig. 27 d.

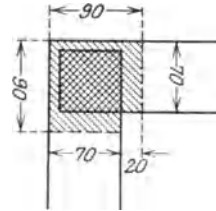


Fig. 27 e.

Für den Säulenfuß in den Umfassungsmauern errechnet sich bei der gleichen Beanspruchung wie vor die erforderliche Auflagerfläche:

$$F_{b \text{ erf.}} = \frac{115000}{15} = 7700 \text{ cm}^2.$$

Es wird also, wie Fig. 27 e zeigt, ein Streifen von 90 cm Länge, von der Eckkante aus gerechnet, nach beiden Seiten zur Druckaufnahme herangezogen.

Es ist dann vorhanden:

$$F_{b \text{ vorh.}} = 90^2 - 20^2 = 7700 \text{ cm}^2.$$

Eine Bewehrung wäre nicht erforderlich, jedoch werden zur Sicherheit nach jeder Richtung in einer Tiefe von 1,0 m an der Wandoberkante $6 \varnothing 10$ eingelegt.

Säulen im Kellergeschoß.

Mittelsäulen:

Auflast der Säule in Höhe der Kellerdecke = 411,30 t

Eigengewicht und Nutzbelastung der Kellerdecke:

Eigengewicht der Deckenplatte:

$$4,45 \cdot 4,20 = 18,7 \text{ qm}^2 \text{ zu } 0,28 \text{ t/qm}^2 = 5,10 \text{ t}$$

Eigengewicht der Nebenträger:

$$20/30; 2 \cdot 4,2 \text{ m lang} = 1,21 \text{ t}$$

Eigengewicht des Hauptträgers:

$$25/50; 4,45 \text{ m lang} = 1,34 \text{ t}$$

$$\text{Nutzlast: } 1,0 \text{ t/qm}^2 = 18,70 \text{ t}$$

$$\text{Insgesamt: } \underline{26,35 \text{ t}} (= 1,41 \text{ t/qm}^2) \quad 26,35 \text{ t}$$

$$\text{Eigengewicht der Säule: } 3,314 \cdot 0,6^2 \cdot 3,0 \cdot 2,4 (D = 1,2 \text{ m}) = 8,60 \text{ t}$$

$$\text{Gesamte Auflast am Säulenfuß } P = \underline{446,25 \text{ t.}}$$

Achteckquerschnitt: $D = 120 \text{ cm}$; $D_1 = 116 \text{ cm}$;

$$F_K = 3,14 \cdot \left(\frac{116}{2}\right)^2 = 11\,200 \text{ cm}^2.$$

Längsbewehrung $F_e = 16 \varnothing 26 = 84,94 \text{ cm}^2$.

Spirale: $\varnothing 8$ mit $f_e = 1,0 \text{ cm}^2$; Ganghöhe $s = 15 \text{ cm}$;

$$F'_e = \frac{100}{15} 1,16 \cdot 3,14 \cdot 1,0 = 24,4 \text{ cm}^2;$$

$$F_i = 11\,200 + 15 \cdot 84,94 + 2 \cdot 15 \cdot 24,4 = 13\,200 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_d = \frac{446\,250}{13\,200} = 33,80 \text{ kg/cm}^2.$$

g) Berechnung der Fundamentplatte.

Um ein ungleichmäßiges Setzen des Bauwerkes zu verhindern, wurde das ganze Gebäude auf eine gemeinsame Fundamentplatte gegründet.

Die gesamten Lasten, die durch die Platte gleichmäßig auf den Untergrund zu verteilen sind, ergeben sich wie folgt:

Mittelsäulen: 9 Stck. zu 446,25 t = 4016,25 t

Säulenfüße: 9 (1,80² · 0,55 + 2,80² · 0,60) 22 . . . = 117,50 t

Wandsäulen: 12 Stck. zu 217,1 = 2605,20 t

Ecksäulen: 4 Stck. zu 115,0 = 460,00 t

Kellerumfassungswände aus Stampfbeton

2 (18,20 + 15,80) · 0,70 · 4,30 · 2,2 = 450,00 t

Erdgeschoßumfangswände aus Ziegel

2 (18,00 + 16,50) · 0,25 · 4,0 · 1,6 = 110,00 t

Auflager der Kellerdecke und Unvorhergesehenes, zus. = 71,05 t

Gesamte Auflast = 7830,00 t.

Das Eigengewicht der Fundamentplatte, der der darüberliegenden zur Auffüllung dienenden Erde und des Fußbodens im Keller geschoß wird bei der Ermittlung des Momentes, da sie diesem entgegenwirken, nicht berücksichtigt.

Es ergibt sich die Bodenpressung unter der oben gemachten Voraussetzung bei einer Fläche der Fundamentplatte von $20,00 \cdot 18,10 = 362,0 \text{ m}^2$:

$$\sigma_b = \frac{7\,830\,000}{3\,620\,000} = 2,17 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Fundamentplatte wirkt statisch als Platte mit gleichmäßig verteilter ruhender Belastung ($g = 21,7 \text{ t/m}^2$, wobei die Kellerumfassungsmauern und die Säulen als Auflager anzusehen sind. Durch die 1,0 m hohe Fundamentplatte und die starken Säulenfüße pflanzt sich der Säulendruck unter 60° Neigung gegen die Wagerechte fort, ohne daß hierdurch Biegemomente erzeugt werden. Die Spannweiten verringern sich demnach wie folgt:

Die Auskragung über der Umfassungsmauer:

$$l = 90 - 100 \cdot \cotg 60^\circ \approx 35 \text{ cm};$$

$$M = \frac{21,7 \cdot 0,35^2}{2} = 1,33 \text{ mt};$$

$$F_{\text{erf.}} = \frac{6 \cdot M}{5 \cdot h' \cdot \sigma_e} = \frac{6 \cdot 133\,000}{5 \cdot 95 \cdot 1200} = 1,4 \text{ cm}^2.$$

Aus dem inneren Felde übergreifen: $4 \varnothing 10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

Die Platte zwischen der Umfassungsmauer und den Fundamenten der ersten Säulenreihe:

$$l = \left(4,30 - \frac{70}{2}\right) - (1,00 + 2,30) \cotg 60^\circ = 2,05 \text{ m}.$$

Das Moment nehmen wir an zu: $M = \frac{q l^2}{16}$;

$$M = \frac{21,7 \cdot 2,05^2}{16} = 5,7 \text{ mt};$$

$$F_{\text{erf.}} = \frac{6 \cdot 570\,000}{5 \cdot 95 \cdot 1200} = 6,0 \text{ cm}^2.$$

Eingelegt:

$$F_e = 8 \varnothing 10 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}^2.$$

Platte zwischen den Säulenfundamenten.

$$l = 4,45 - 2 \cdot 2,30 \cdot \cotg 60^\circ = 1,80 \text{ m}.$$

Wie vor wählen wir:

$$M = \frac{q l^2}{16} = \frac{21,7 \cdot 1,80^2}{16} = 4,4 \text{ mt}.$$

Die Bewehrung wird ausgeführt wie im vorigen Feld mit $8 \varnothing 10 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}^2$.

Vergleichsberechnungen.

Um einen Vergleich des im vorstehenden in der Praxis meist angewendeten Näherungsverfahrens, das eine Einzelzelle mit gleichstarken Seitenwänden von gleichbleibendem Trägheitsmoment und steifen Ecken zur Grundlage der Berechnung nimmt, und einigen die tatsächlichen Verhältnisse besser berücksichtigenden Methoden zu erhalten, seien nachfolgend kurz die bekanntesten in ihren Grundzügen erläutert.

1. Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes (durch den Voutenanschluß unter den früher gemachten Voraussetzungen).

In einem Aufsatz von A. Ritter, „Zur Berechnung von Silozellen“ (in „Armierter Beton“ Januar 1913), wird gezeigt, welchen Einfluß die Berücksichtigung des durch den Voutenanschluß bedingten veränderlichen Trägheitsmomentes, jedoch unter der Annahme einer Einzelzelle, auf die Momente ausübt

Wir wählen hier zum Vergleich die stark rechteckig ausgebildete Zelle von 4,45/2,10, wie sie in Fig. 28a dargestellt ist, und erhalten mit den in erwähntem Aufsatze verwendeten Beziehungen nachstehende Bestimmungsgrößen.

$l_1 = 4,45 \text{ m}; l'_1 = 0,335 \text{ m}; l''_1 = 3,78 \text{ m}; d_1 = 18 \text{ cm}; v_1 = 85 \text{ cm};$
 $l_2 = 2,10 \text{ m}; l'_2 = 0,35 \text{ m}; l''_2 = 1,40 \text{ m}; d_2 = 15 \text{ cm}; v_2 = 85 \text{ cm};$
 und es wird demnach:

$$\alpha_1 = \frac{l'_1}{l_1} = \frac{0,335}{4,45} = 0,0754;$$

$$\alpha_2 = \frac{l'_2}{l_2} = \frac{0,35}{2,10} = 0,1665;$$

$$J_1 = \frac{18^3 \cdot 100}{12} = 48\,500 \text{ cm}^4;$$

$$J'_1 = \frac{85^3 \cdot 100}{12} = 5\,120\,000 \text{ cm}^4;$$

$$J_2 = \frac{15^3 \cdot 100}{12} = 28\,100 \text{ cm}^4;$$

$$J'_2 = \frac{85^3 \cdot 100}{12} = 5\,120\,000 \text{ cm}^4;$$

$$n_1 = \frac{J_1}{J'_1} = \frac{48\,500}{5\,120\,000} = 0,0095;$$

$$n_2 = \frac{28\,100}{5\,120\,000} = 0,0055.$$

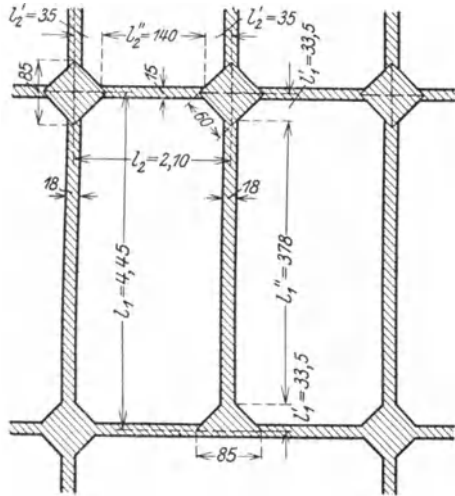


Fig. 28 a.

und demnach

$$\eta_1 = 3 - 4\alpha_1(1 - n_1) = 3 - 4 \cdot 0,0754 \cdot (1 - 0,0095) = 2,7015;$$

$$\eta_2 = 3 - 4\alpha_2(1 - n_2) = 3 - 4 \cdot 0,1665 \cdot (1 - 0,0055) = 2,338;$$

$$\eta'_1 = 1 - \alpha_1^2(3 - 1,6\alpha_1)(1 - n_1) = 1 - 0,0754^2 \cdot (3 - 1,6 \cdot 0,0754) \cdot (1 - 0,0095) = 0,8382;$$

$$\eta'_2 = 1 - \alpha_2^2(3 - 1,6\alpha_2)(1 - n_2) = 1 - 0,1665^2 \cdot (3 - 1,6 \cdot 0,1665) \cdot (1 - 0,0055) = 0,9246.$$

Mit diesen Bestimmungsgrößen ergibt sich in der Zellenecke das Moment:

$$M_e = -\frac{p}{4} \cdot \frac{l_1^3 \cdot \eta'_1 + l_2^3 \cdot \eta'_2 \cdot \frac{J_1}{J_2}}{l_1 \cdot \eta_1 + l_2 \cdot \eta_2 \cdot \frac{J_1}{J_2}}; \quad \frac{J_1}{J_2} = \frac{48\,500}{28\,100} = 1,725;$$

$$M_e = -\frac{p}{4} \cdot \frac{4,45^3 \cdot 0,8382 + 2,10^3 \cdot 0,9246 \cdot 1,725}{4,45 \cdot 2,7015 + 2,10 \cdot 2,338 \cdot 1,725} = -1,31 p;$$

$$M_1 = \frac{p l_1^2}{8} + M_e = \frac{p \cdot 4,45^2}{8} - 1,31 p = (2,47 - 1,31) p = +1,16 p;$$

$$M_2 = \frac{p l_2^2}{8} + M_e = \frac{p \cdot 2,10^2}{8} - 1,31 p = (0,55 - 1,31) p = -0,76 p.$$

Wir sehen beim Vergleich mit den vorher ermittelten Werten für gleichbleibendes Trägheitsmoment in diesem Falle keinen sehr bedeutenden Unterschied der Momente, da die Ausbildung der Vonten verhältnismäßig wenig ausgeprägt ist.

Wir erhalten in einer Tiefe $h_s = 14,28$ m mit $p = 1,90$ t/qm:

$$M_e = -1,31 \cdot 1,90 = -2,49 \text{ mt, wogegen früher } (-2,35 \text{ mt});$$

$$M_1 = +1,16 \cdot 1,90 = +2,21 \text{ mt, ,, ,, } (+2,35 \text{ mt});$$

$$M_2 = -0,76 \cdot 1,90 = -1,44 \text{ mt, ,, ,, } (-1,30 \text{ mt}).$$

(Die Klammernwerte sind die vorher errechneten.)

Das Wachsen des Eckmomentes hat auf die Querschnittsausbildung keinen oder nur wenig Einfluß, da die Ecken infolge der Vouten gewöhnlich überdimensioniert sind.

Das Abnehmen der Feldmomente bleibt auch infolge der bereits oben erwähnten Verhältnisse in kleinen Grenzen, so daß eine Querschnittsverkleinerung kaum notwendig sein dürfte.

2. Berücksichtigung des Zusammenhanges der Zelle mit den Nachbarzellen, als Glied eines mehrreihigen Zellsystems.

a) Eine rechnerisch analytische Methode hat Marcus in der Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen Jahrgang 1911, Heft 1 u. 4 veröffentlicht, und zwar einmal für ein einseitiges, das andere Mal als zweiseitiges Zellsystem durchgeführt.

Setzen wir allgemein $l = \alpha \cdot b$, so ergeben sich unter der meist üblichen Voraussetzung einer unabhängigen Einzelzelle mit gleichstarken Wänden die Momente wie folgt:

in der Ecke:

$$M_E = -\frac{p}{12} \cdot \frac{l^3 + b^3}{l + b}$$

oder für $l = \alpha \cdot b$;

$$\alpha = \frac{l}{b} = -\frac{pb^2}{12} \cdot \frac{(\alpha^3 + 1)}{(\alpha + 1)} = -\frac{pb^2}{12} (\alpha^2 - \alpha + 1):$$

in Mitte der Längswand:

$$M_l = \frac{pl^2}{8} - M_E = \frac{p\alpha^2 b^2}{8} - \frac{pb^2}{12} (\alpha^2 - \alpha + 1) = \frac{pb^2}{24} (\alpha^2 + 2\alpha - 2).$$

In Mitte der Querwand:

$$M_b = \frac{pb^2}{8} - M_E = \frac{pb^2}{8} - \frac{pb^2}{12} (\alpha^2 - \alpha + 1) = \frac{pb^2}{24} (2\alpha - 2\alpha^2 + 1).$$

In unserem Falle wird also mit $\alpha = \frac{l}{b} = \frac{3}{2}$

$$M_E = -\frac{pb^2}{12} \left(\frac{9}{4} - \frac{3}{2} + 1 \right) = -\frac{14}{96} pb^2 = -0,14595 pb^2$$

$$M_l = +\frac{pb^2}{24} \left(\frac{9}{4} + 2 \cdot \frac{3}{2} - 2 \right) = +\frac{13}{96} pb^2 = +0,1355 pb^2$$

$$M_b = +\frac{pb^2}{24} \left(2 \cdot \frac{3}{2} - 2 \cdot \frac{9}{4} + 1 \right) = -\frac{2}{96} pb^2 = -0,02085 pb^2$$

oder durch ein Vielfaches von pl^2 ausgedrückt:

$$M_E = -\frac{14}{96} p \cdot (2/3 l)^2 = -\frac{14}{216} p l^2 = -0,0649 p l^2 \left(-\frac{21}{324} p l^2 \right)$$

$$M_l = +\frac{13}{96} p (2/3 l)^2 = +\frac{13}{216} p l^2 = +0,0602 p l^2 \left(+\frac{19,5}{324} p l^2 \right)$$

$$M_b = -\frac{2}{96} p (2/3 l)^2 = -\frac{2}{216} p l^2 = -0,00927 p l^2 \left(-\frac{3}{324} p l^2 \right).$$

Marcus findet nun bei der Anwendung seiner Methode bei oben erwähntem Beispiel allerdings nur für den Belastungsfall, der den Größtwert des Eckmomentes ergibt, das Größtmoment in dem Kreuzungs-

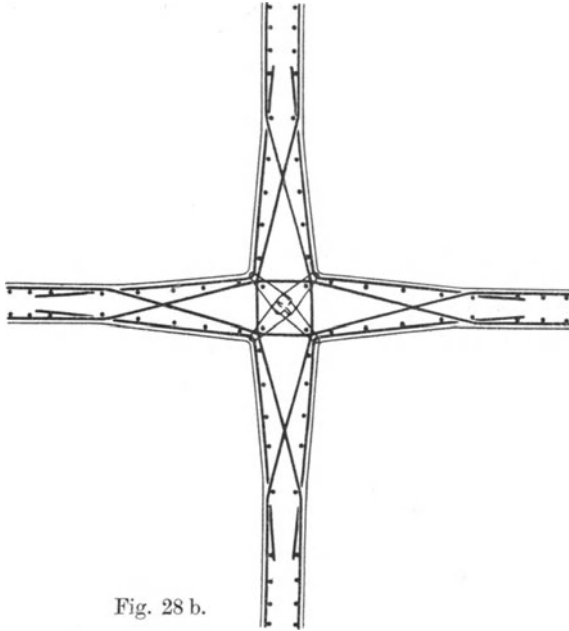


Fig. 28 b.

punkt der ersten Scheidewand und der mittleren Längswand links beim Anschluß der letzteren zu

$$M_{\max} = M_1^m = \mp \frac{33,333}{324} p l^2 = \mp 0,1028 p l^2.$$

Es ist dies gegenüber dem Ergebnis unter der Annahme einer unabhängigen Einzelzelle ein Unterschied von etwas mehr als 50 vH. Wir sehen demnach, daß bei Berücksichtigung der Einwirkung einer Reihe von Nachbarzellen, d. h. bei einer der Wirklichkeit sehr nahe kommenden Annahme, die Eckmomente nur etwas über die Hälfte größer werden als bei der gewöhnlichen Annahme einer unabhängigen Einzelzelle.

Da nun aber bei der Querschnittsdurchbildung die Knotenpunkte (die Kreuzungspunkte der Wände) sehr stark und steif ausgebildet sind,

die Eisen aus den Wandmitten in die anschließenden Felder geführt werden (siehe Fig. 28 b und c), so kann man bei den meist wenig vom Quadrat abweichenden Zellenquerschnitten annehmen, daß die Sicherheit nicht verringert wird.

Außerdem zeigt Marcus in dem erwähnten Aufsätze den Einfluß der Wärme bei einem Unterschiede der Temperatur der Innen- und Außenwände und der Innen- und Außenflächen der Außenwände. Er kommt bei den dort behandelten Beispielen bei einem Wärmeunterschied von je 10° und dem Verhältnis der Spannweiten $l : b = 3 : 2$ zu dem Ergebnis, daß die Beanspruchung der Wände (auch wieder in den Kreuzungspunkten) um 50 vH. erhöht wird.

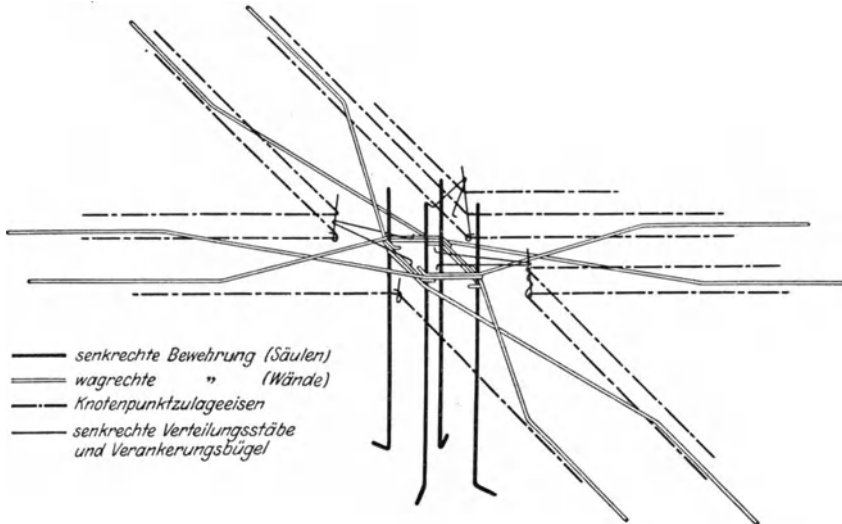
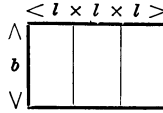


Fig. 28 c. Eisenbewehrung in einem Kreuzungspunkte.

Neben konstruktiven Vorkehrungen, die die Außenwände gegen den unmittelbaren Einfluß der Wärme schützen, bei der Querschnittsberechnung der Wände die zulässigen Spannungen etwas verringert werden.

3. Einen recht lehrreichen Vergleich erlauben die von Arnstein in „Armierter Beton“, März 1913 in einem Aufsatz „Zur Dimensionierung einseitiger Silozellen“ erhaltenen Ergebnisse. Es sind dort für eine dreizellige, einreihige Anordnung und verschiedene Verhältnisse der Spannweiten der Wände ($\alpha = \frac{b}{l} = 1,0; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4$ und $1,5$) die Größtwerte der Momente übersichtlich zusammengestellt. Es mögen die dort gefundenen Ergebnisse [in der Zusammenstellung in () angeführt] den unter der Annahme einer unabhängigen Einzelzelle sich ergebenden Werten gegenübergestellt werden, um daraus Rückschlüsse für die Berechnung ziehen zu können.

Mit Hilfe der allgemeinen Gleichungen für die Momente der unabhängigen Einzelzelle erhalten wir für die verschiedenen Verhältniszahlen α nachstehende Momente.



$$\alpha = \frac{b}{l} = 1,0;$$

$$M_E = -\frac{pl^2}{12} = -0,0833 pl^2 (-0,0833 pl^2);$$

$$M_b = M_l = +\frac{pl^2}{24} = +0,0417 pl^2 (0,0417 pl^2);$$

$$\alpha = \frac{b}{l} = 1,1;$$

$$M_E = -\frac{pl^2}{12} (\alpha^2 - \alpha + 1) = -0,0926 pl^2 (-0,0974 pl^2);$$

$$M_l = +\frac{pl^2}{24} (2\alpha - 2\alpha^2 + 1) = +0,0325 pl^2 (+0,0434 pl^2);$$

$$M_b = +\frac{pl^2}{24} (\alpha^2 + 2\alpha - 2) = +0,0589 pl^2 (+0,0579 pl^2);$$

$$\alpha = \frac{b}{l} = 1,2;$$

$$M_E = -0,1034 pl^2 (-0,1134 pl^2);$$

$$M_l = +0,0217 pl^2 (+0,0454 pl^2);$$

$$M_b = +0,0768 pl^2 (+0,0750 pl^2);$$

$$\alpha = \frac{b}{l} = 1,3;$$

$$M_E = -0,1158 pl^2 (-0,1311 pl^2);$$

$$M_l = +0,00918 pl^2 (+0,0478 pl^2);$$

$$M_b = +0,0957 pl^2 (+0,0927 pl^2);$$

$$\alpha = \frac{b}{l} = 1,4;$$

$$M_E = -0,1300 pl^2 (-0,1505 pl^2);$$

$$M_l = -0,0050 pl^2 (+0,0506 pl^2);$$

$$M_b = +0,1150 pl^2 (+0,1113 pl^2);$$

$$\alpha = \frac{b}{l} = 1,5;$$

$$M_E = -0,1458 pl^2 (-0,1719 pl^2);$$

$$M_l = -0,00208 pl^2 (+0,0536 pl^2);$$

$$M_b = +0,1353 pl^2 (+0,1306 pl^2).$$

Aus den vorstehenden Vergleichsberechnungen lassen sich folgende Rückschlüsse ziehen:

Für quadratische Zellen mit gleichstarken Wandungen stimmen beide Ergebnisse überein.

Mit zunehmendem Unterschied der Längen der Längs- und Querwände wächst auch die Abweichung der Ergebnisse. Bei Berücksichtigung des Einflusses der Nachbarzellen bei einer dreizelligen, einseitigen Anordnung (in praktischen Fällen wird eine über drei Felder ausgedehnte Kontinuität schon aus Ausführungsgründen als hinreichend angesehen werden können), werden nach der genauen Berechnung die Momente in den Ecken (den Kreuzungspunkten der Wände) größer, um $0,0261 p l^2$.

Die Momente in den Mitten der Längsreihen werden ebenfalls größer, nur in weit stärkerem Maße um $0,05568 p l^2$.

Die Momente in den Mitten der Querseiten werden aber um $0,0047 p l^2$ kleiner, ähnlich wie bei der Berechnung durchlaufender Träger. Der ziemlich bedeutende Unterschied der Momente in Mitte der Längsseiten wird dadurch stark abgeschwächt, daß man die Momente in Wandmitte bei der Querschnittsbemessung nie kleiner wählt als die eines vollständig eingespannten Trägers, also nie kleiner als $\frac{p l^2}{24} = 0,0417 p l^2$, wobei dann die Abweichung nur noch im Höchstfalle $0,0119 p l^2$ beträgt.

Obwohl der Einfluß der Verschiedenheit der Trägheitsmomente nicht zu bedeutend ist, so wirkt er doch günstig. Das größere Trägheitsmoment der längeren und deshalb stärker ausgebildeten (d. h. steiferen Querwand) übernimmt in Wirklichkeit ein größeres Moment, als dies bei der Annahme gleicher Trägheitsmomente bei der Näherungsberechnung ergab. Sie verursacht so eine Verkleinerung des Momentes in der kürzeren Längswand, die des kleineren Trägheitsmomentes wegen eben auch weniger von der Kräftewirkung aufnimmt.

Die in den Ecken stets ausgeführten Verstärkungen (gewöhnlich das Doppelte der Wandstärke) bieten eine Gewähr dafür, daß die in Wirklichkeit größeren Eckmomente, als sie die Näherungsberechnung ergibt, unbeschadet der Sicherheit der Konstruktion aufgenommen werden können.

Es möge außerdem hier noch auf ein rechnerisch-zeichnerisches Verfahren hingewiesen werden, das auf der Ritterschen Methode zur Ermittlung der Momente kontinuierlicher mit den Pfeilern elastisch verbundener Träger aufbaut. Das Verfahren ist von Manger in einem Aufsatz der Zeitschrift „Beton und Eisen“ 1916 dargelegt und an einem Beispiel erläutert. Es hat dieses Verfahren den allen zeichnerisch-rechnerischen Methoden eigentümlichen Vorzug einer besseren Kontrolle während des Berechnungsganges und des besseren Einblickes in die

Kräftwirkung und damit die Stärkung des gefühlsmäßigen Erfassens derselben.

Zusammenfassend läßt sich also sagen, daß bei wenig von der Quadratform abweichenden mehrseitigen Zellensilos der Berechnung der Zellwände ohne Bedenken die Annahme der unabhängigen Einzelzelle mit gleichstarken Wänden zugrunde gelegt werden darf, wobei zu beachten ist, daß die Momente in Wandmitte nicht kleiner als $\frac{pl^2}{24}$ zu wählen sind.

Bei stark rechteckigem Zellengrundriß kann eine genaue Durcharbeitung der statischen Berechnung nach einer der angeführten Methoden unter Umständen eine Ersparnis an Material ergeben. Mit Rücksicht darauf, daß eine volle Ausnutzung der Spannungen im Beton und im Eisen aus konstruktiven Gründen nicht möglich ist, wird eine Berechnung nach dem Näherungsverfahren den Zweck vollkommen erfüllen.

2. Großräumige Silos.

Die Berechnung der großräumigen Silos geschieht nach der Erddrucktheorie entweder nach Rebhan n oder nach dem neueren Verfahren, das vielfach als Rankinesches oder Mohrsches bezeichnet wird. Es ist nur anwendbar auf Behälterwände, von deren tiefstem Punkt aus die sog. Gleitlinie die Oberfläche des Füllgutes noch schneidet. Für tiefere Wandquerschnitte würde die bereits ausführlich behandelte Methode zur Ermittlung der Wand- und Bodendrücke bei Zellensilos zur Anwendung kommen. Das obenerwähnte Rankinesche oder Mohrsche Verfahren ist ausführlich und für die meist vorkommendsten Sonderfälle eingehend im Handb. f. Eisenbetonbau, 2. Aufl., 12 Bd. behandelt. Es sind dort Tabellen über den Druck auf senkrechte Behälterwände für verschiedene Füllgüter (bituminöse Kohlen, Anthrazitkohlen, Sand und Asche) zusammengestellt. Auch für Behälter mit polygonalem Querschnitt, für Hängebehälter und kegelförmige Behälterböden finden sich dort ausführliche Berechnungsgrundlagen, auf welche hier besonders verwiesen sei.

Im übrigen gestaltet sich die Bemessung der Konstruktionsteile ganz entsprechend den bereits in vorigem Abschnitt bei den Zellensilos durchgeführten Querschnittsermittlungen. Meist wird jedoch hier eine Einspannung der Wände in die Böden berücksichtigt und vielfach werden auch die oberen Ränder der Wände als besondere Träger ausgebildet, so daß die Behälterwand selbst als auf allen vier Seiten teilweise eingespannte bzw. freiaufliegende Platte berechnet und statisch durchgebildet wird. Bei sehr großen Wanddrücken können die Silowände auch als Winkelstützmauern mit Versteifungsrippen ausgebildet werden. Sind hier die Einspannmomente am Fuße zu groß, so kann

unter Umständen ein durch den Boden gehendes Zugband eingeschaltet werden.

3. Silos mit schrägen Taschen.

Als Mittelding zwischen Zellensilos (senkrechte Zellwände) und den großräumigen Silos können die von Gebr. Rank, München, ausgeführten „Silos mit schrägen Taschen“ gelten. Ihre Eigentümlichkeit besteht darin, daß die Wände, die die Taschen begrenzen, im natürlichen

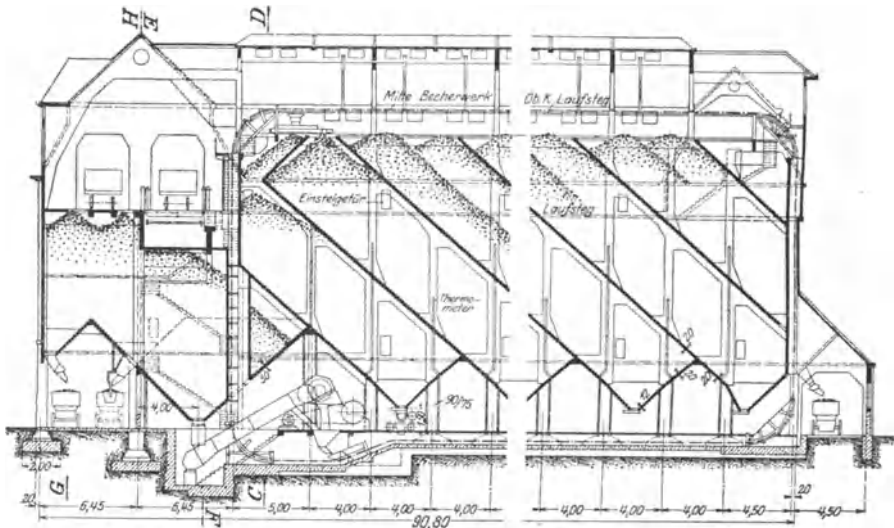


Fig. 29 a. Längenschnitt.

Böschungswinkel des Füllmaterials geneigt sind und auf diese Weise schräge Zellen, sog. Taschen, entstehen.

Die Entstehung dieses Konstruktionsgedankens ist auf den Umstand zurückzuführen, daß verschiedene Materialien aus irgendwelchen Gründen sich nicht in beliebig großer Schichthöhe lagern lassen. Es tritt z. B. bei allzu großer Lagerungshöhe der Kohle die Gefahr der Selbstentzündung durch Wärmestauung infolge Sauerstoffaufnahme ein. Als obere Grenze der Schichthöhe gelten deshalb 5 bis 7 m. Durch das oben beschriebene Konstruktionsprinzip ist es nun möglich, die Kohle in großer Höhe zu lagern und damit eine wirtschaftlichere Ausnutzung der überbauten Grundrißfläche zu erreichen. (Vgl. Kohlsilo des städt. Gaswerkes Pforzheim, Fig. 29a bis e). In einem Abstand von 5 m, normal gemessen, unter dem natürlichen Böschungswinkel sind geneigte Rutschflächen angeordnet, die nur nach einer Richtung hin beansprucht

werden und sich deshalb von den Wänden der senkrechten Zellensilos auch in statischer Beziehung unterscheiden. Andere Ausführungen suchen den gleichen Zweck durch Einschaltung von schrägen Rutsch-

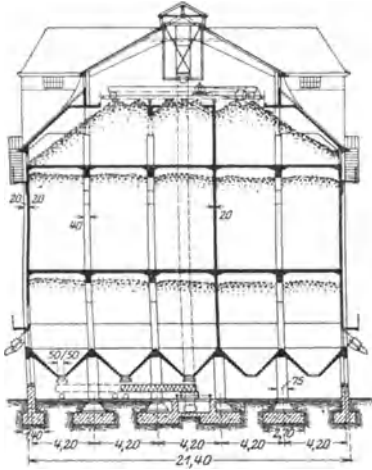


Fig. 29 b. Schnitt A—B.

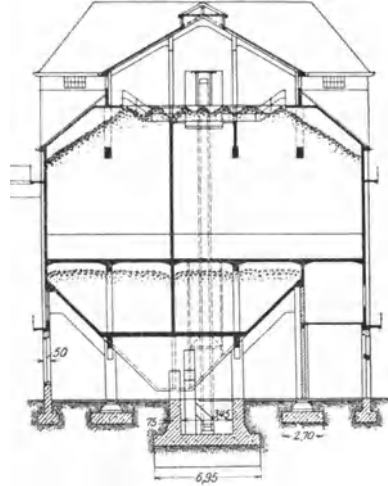


Fig. 29 c. Schnitt C—D.

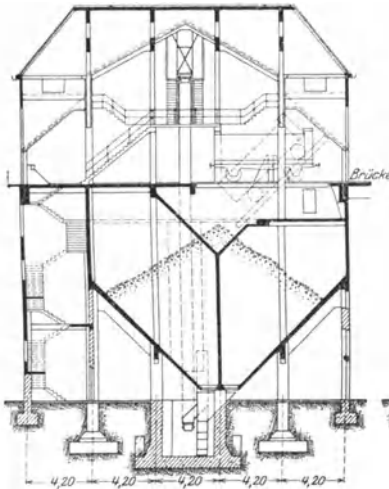


Fig. 29 d. Schnitt E—F.

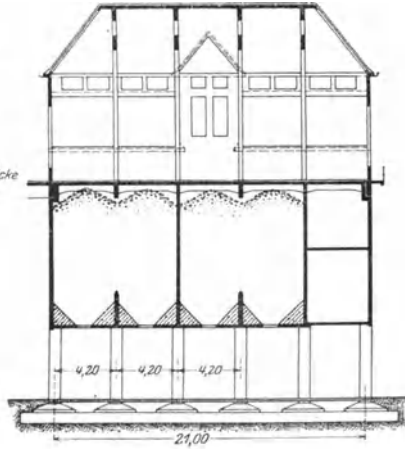


Fig. 29 e. Schnitt G—H.

flächen in die senkrechten Zellen zu erreichen. Bei diesen Ausführungen ist an der statischen Berechnung kein Unterschied gegenüber denjenigen gewöhnlicher Zellensilos vorhanden.

Rückschlüsse.

Zusammenfassend läßt sich folgendes feststellen:

Die Berechnungsweise der Zellwände unter Verwendung der Zuglinie als Kreis läßt ohne weiteres erkennen, daß diejenige Zellform die kleinsten Querschnittskräfte aufweist, die der Kreisform am nächsten kommt. Je mehr wir uns der Kreisform nähern, desto kleiner werden die Biegungsbeanspruchungen der Wände, bis bei der Kreisform selbst nur noch Zugspannungen auftreten, die Eisen also alle Kräfte aufnehmen und der Beton nur die verbindende Hülle darstellt. Diese Ausführungsart ist nicht leicht und nur wirtschaftlich, wenn die Schalung in verschiedenen

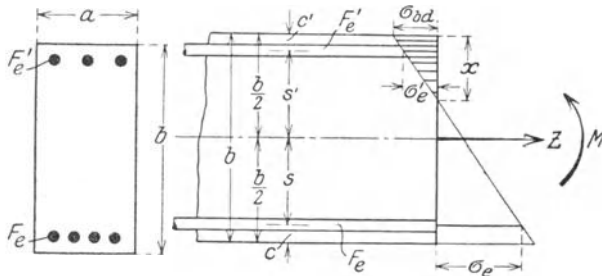


Fig. 30 a.

Höhenabständen immer wieder verwendet werden kann. In der Praxis hat sich meist die Quadrat- oder die derselben sich nähernde Rechteck-, sowie die Sechseckform bewährt.

Auf alle Fälle wird sich für die erstmalige Ermittlung der Querschnittskräfte in den Zellwänden das Näherungsverfahren mit Hilfe der Zuglinie empfehlen. Sind nun Moment und Zugkraft in den Querschnitten bekannt, so lassen sich die Abmessungen aus folgenden Überlegungen heraus fürs erste bemessen.

Nach Fig. 30a ergeben sich für den doppelt bewehrten Querschnitt, der auf Biegung und axialen Zug beansprucht ist, nachstehende Gleichgewichtsbedingungen

$$Z = F_e \sigma_e - \frac{a \sigma_{bd}}{2} x - F'_e \sigma'_e;$$

$$M = \frac{a \sigma_{bd}}{2} x \left(\frac{b}{2} - \frac{x}{3} \right) + F'_e \sigma'_e s' + F_e \sigma_e s.$$

Ferner sind:

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_{bd} \frac{s + \frac{b}{2} - x}{x};$$

$$\sigma'_e = n \cdot \sigma_{bd} \frac{s' - \frac{b}{2} + x}{x}.$$

Diese 4 Gleichungen geben, wie bereits früher für Biegung mit axialem Druck gezeigt wurde, zur Ermittlung von x eine Gleichung 3. Grades.

Mörsch hat für verschiedene Verhältnisse von M und Z , sowie für verschiedene Bewehrungsprozente bei gegebenen Querschnittsabmessungen zur Auflösung dieser Gleichung eine Kurvenschaar gezeichnet, (Fig. 25 b) die wir früher bereits zur Spannungsermittlung der Querschnitte verwendet haben. Aus obigen Gleichungen lassen sich nun umgekehrt bei gegebenen Querschnittskräften für verschiedene Spannungen Beziehungen ableiten zur Querschnittsbemessung.

Da bei Silowänden eine volle Ausnutzung der Betondruckspannungen bei symmetrischem Querschnitt meist eine unwirtschaftlich starke Eisenbewehrung erfordert, sei hier für die Spannungen $\sigma_{bd} = 30 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ diese Beziehung abgeleitet.

Aus der Gleichung

$$\sigma_e = n \sigma_{bd} \frac{s + \frac{b}{2} - x}{x}$$

wird:

$$x = n \sigma_{bd} \frac{\frac{b}{2}}{\sigma_e + n \sigma_{bd}}$$

und mit $n = 15$ unter der Annahme $s = 0,42 b$ wird demnach für die Spannungen $30/1200 \text{ kg/cm}^2$:

$$x = 15 \cdot 30 \frac{0,42 b + 0,5 b}{1200 + 15 \cdot 30} = 0,251 b.$$

Damit berechnet sich:

$$\sigma'_e = 15 \cdot 30 \cdot \frac{(0,42 b - 0,5 b + 0,251 b)}{0,251 b} = 307 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit diesen Werten für x und σ'_e erhalten wir nun aus den beiden ersten vorgenannten Gleichungen unter Ausscheidung von F_e und F'_e für symmetrische Eisenbewehrung ($F_e = F'_e$) die Bedingungsgleichung:

$$M = \sigma_{bd} \frac{a x}{2} \left(\frac{b}{2} - \frac{x}{3} \right) + s \left(Z + \sigma_{bd} \cdot \frac{a x}{2} \right) \frac{(\sigma_e + \sigma'_e)}{(\sigma_e - \sigma'_e)}.$$

Für unsere Annahmen demnach:

$$\begin{aligned} M &= 30 \frac{a \cdot 0,251 b}{2} \left(0,5 b - \frac{0,251 b}{3} \right) + \\ &+ 0,42 b \left(Z + 30 \frac{a \cdot 0,251 b}{2} \right) \frac{(1200 + 307)}{(1200 - 307)}; \\ M &= 1,567 a b^2 + 0,710 Z b + 2,673 a b^2; \\ M &= 4,240 a b^2 + 0,710 Z b \end{aligned}$$

(für die Spannungen 40/1000 kg/cm² erhält man entsprechend:

$$M = 10,509 a \cdot b + 1,138 Z \cdot b).$$

Für symmetrische Bewehrung folgt außerdem:

$$Z = F_e \cdot 1200 - \frac{a}{2} \cdot 30 \cdot 0,251 b - F'_e \cdot 307;$$

$$Z = 893 F_e - 3,77 a \cdot b;$$

$$F_e = F'_e = \frac{Z + 3,77 a \cdot b}{893} \quad \left(\text{für } 40/1000 \text{ kg/cm}^2: F_e = F'_e = \frac{Z + 6,9 a \cdot b}{539,2} \right).$$

Für einen Wandstreifen von 1,00 m Höhe ergibt sich demnach mit $a = 100$ cm:

$$424 b^2 + 0,710 \cdot Z \cdot b - M = 0,$$

und daraus:

$$b = \frac{-0,710 \cdot Z + \sqrt{0,710^2 \cdot Z^2 + 4 \cdot 424 \cdot M}}{2 \cdot 424}$$

$$= \frac{-0,710 \cdot Z + \sqrt{0,504 \cdot Z^2 + 1696 \cdot M}}{848};$$

$$F_e = \frac{Z + 377 \cdot b}{893}$$

(alle Größen sind in cm und kg einzusetzen).

Es werde nun für die Rechteckzelle $4,45 \times 4,20$ die Zone in der Tiefe $h_D = 10,85$ m mit Hilfe obiger Beziehungen bemessen. Die dort wirksamen Querschnittskräfte ergaben sich nach S. 204 zu:

$$M = 1,66 \text{ mt} = 166\,000 \text{ cmkg}; \quad Z = 3,82 \text{ t} = 3820 \text{ kg}.$$

Mit diesen Werten ermitteln sich die Wandstärke b und die Eisenbewehrung $F_e = F'_e$ wie folgt:

$$b = \frac{-0,710 \cdot 3820 + \sqrt{0,504 \cdot 3820^2 + 1696 \cdot 166\,000}}{848} = 16,9 \text{ cm};$$

$$F_e = F'_e = \frac{3820 + 377 \cdot 16,9}{893} = 11,43 \text{ cm}^2.$$

Die so gefundenen Werte stimmen sehr gut mit den zur Ausführung gewählten Abmessungen überein. Die vorher durchgeführte Spannungsermittlung für die endgültigen Abmessungen mit $b = d = 17$ cm und $F_e = F'_e = 2 \varnothing 12 + 6 \varnothing 14 = 11,50 \text{ cm}^2$ ergab nachstehende Beanspruchungen:

$$\sigma_{ba} = 28,75 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_e = 1150 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad \sigma'_e = 293 \text{ kg/cm}^2.$$

Für einen einseitig bewehrten Querschnitt besteht bei voller Materialausnutzung, wie Fig. 30 b erläutert, die Gleichgewichtsbedingung (Summe der Momente um den Eisenschwerpunkt gleich Null):

$$Z(e - s) = \sigma_{ba} \frac{ax}{2} \left(s + \frac{b}{2} - \frac{x}{3} \right), \quad \text{wobei } e = \frac{M}{Z}.$$

und es ergibt sich nun die Wandstärke:

$$h = \frac{0,42 \cdot 4500 + \sqrt{0,176 \cdot 4500^2 + 2220 \cdot 79000}}{1110}$$

$$= \frac{1,89 + \sqrt{178,56}}{1,11} = 13,7 \text{ cm};$$

die Eiseneinlage:

$$F_e = \frac{690 \cdot 13,7 + 4500}{1000} = 13,96 \text{ cm}^2.$$

Vergleichen wir nun die zur Ausführung gewählten Abmessungen $b = d = 13,5 \text{ cm}$ und $F_e = 6 \varnothing 12 + 2 \varnothing 14 = 9,78 \text{ cm}^2$, so können wir, was die Betonabmessungen anbetrifft, eine recht gute Übereinstimmung feststellen. Die Eisenbewehrung ist etwas zu groß, da die Bemessungsgleichungen für den ungünstigsten Fall des Größtwertes für x abgeleitet wurde.

Eine nachträgliche Spannungsermittlung läßt dann leicht erkennen, daß die Eisenbewehrung etwas verringert werden kann, wie es ja auch der durchgeführte Fall zeigt; denn wir erhalten mit obigen Querschnittsgrößen eine Betonspannung von $\sigma_{bd} = 26,0 \text{ kg/cm}^2$ und eine Beanspruchung in der weit schwächeren Bewehrung von 940 kg/cm^2 . Wir sehen demnach, daß das angegebene Bemessungsverfahren bei der erstmaligen Wahl der Abmessungen immerhin einen Anhalt bietet, wenn auch nachträglich noch Änderungen erforderlich werden.

V. Gründungen.

Im nachfolgenden sollen einige Beispiele von Beton- und Eisenbeton Gründungen besprochen werden, die in erster Linie bei Hochbauten vorkommen. Sie können aber sinngemäß für Gründungen von Brücken- und Wasserbauten angewendet werden.

Es darf in allen denjenigen Fällen, wo Beton mit dem Erdreich oder mit Grundwasser in Berührung kommt, nicht übersehen werden, daß neben der Prüfung der Tragfähigkeit des Bodens eine chemische Untersuchung sowohl des Erdreichs als des Grundwassers zu erfolgen hat. Nach mancherlei in den letzten Jahren bekanntgewordenen Zerstörungserscheinungen des Betons wird man auf Grund der Ergebnisse der chemischen Untersuchung zu entscheiden haben, ob und wie weit es möglich ist, Beton zu verwenden. Man wird danach zu prüfen haben, welche Schutzvorkehrungen oder konstruktive Maßnahmen zu treffen sind, um eine Einwirkung von chemisch angreifbaren Wässern oder Bodenarten auf Beton zu verhindern. Es sei diesbezüglich auf die im ersten Band gemachten Ausführungen verwiesen.

1. Einzelfundamente unter Stützen und Pfeilern.

a) Fundament einer nur durch zentrische Druckkraft beanspruchten Säule.

Eine Säule habe bei einem Querschnitt von 105/40 cm (Fig. 31a) eine Druckbewehrung von 1 vH.; die zulässige Beanspruchung sei $\sigma_{b,d} = 40 \text{ kg/cm}^2$. Die Tragkraft der Säule ergibt sich aus der Bedingung: $P = F_i \cdot \sigma_{b,d \text{ zul.}}$:

$$F_i = F_b + n \cdot F_e = 105 \cdot 40 + 20 \cdot 0,01 \cdot (105 \cdot 40) = 5040$$

$$P = 5040 \cdot 40 = 201,6 \text{ t.}$$

Diese Einzellast soll nun durch das Fundament gleichmäßig auf den Baugrund verteilt werden. Bei der vorhandenen Fläche von $3,00 \cdot 3,00 = 9,00 \text{ m}^2 = 90\,000 \text{ cm}^2$ berechnet sich die spezifische Bodenspannung:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{201\,000}{90\,000} = 2,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Der im Schnitt $a - b$ auf einen Streifen von 1 m Breite wirkende Gesamtdruck bei einer Ausladung der Platte von 97,5 cm ergibt sich:

$$P_{a-b} = 100 \cdot 97,5 \cdot 2,2 = 24500 \text{ kg} = 21,5 \text{ t.}$$

Das in diesem Querschnitt wirkende Moment wird:

$$M_{a-b} = 21,5 \cdot \frac{0,975}{2} = 10,49 \text{ mt.}$$

Bei einer Nutzhöhe $h - a = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$ und Eiseneinlagen von $14 \cdot \varnothing 15 = 24,74 \text{ cm}^2$ wird $x = 12,64 \text{ cm}$ und daraus:

$$\sigma_{b,d} = \frac{2 \cdot 1\,049\,000}{12,64 \cdot 100 \cdot \left(45 - \frac{12,64}{3}\right)} = 39,0 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{1\,049\,000}{24,74 \cdot \left(45 - \frac{12,64}{3}\right)} = 975 \text{ kg/cm}^2.$$

Im Schnitt $c - d$ ergibt sich das Moment ähnlich:

$$P_{c-d} = 300 \cdot 130 \cdot 2,2 = 85,8 \text{ t};$$

$$M_{c-d} = 85,8 \cdot \frac{1,3}{2} = 55,8 \text{ mt};$$

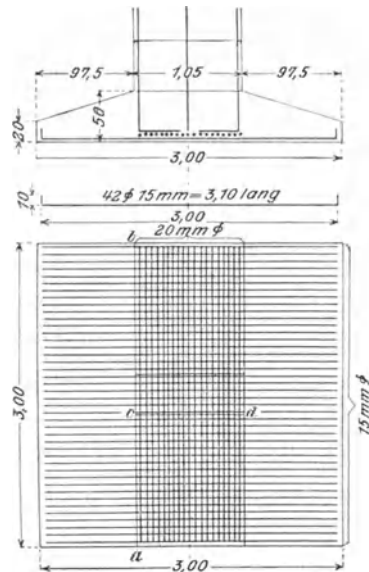


Fig. 31 a.

und bei einer Nutzhöhe von $h' = 100 - 7 = 93$ m, einer Nutzbreite von 105 cm und Eiseneinlagen von $F_e = 59,70 \text{ cm}^2$ ($19 \varnothing 20$) ergibt sich:

$$x = 32,5 \text{ cm};$$

$$\sigma_{b,d} = \frac{2 \cdot 5\,580\,000}{32,5 \cdot 105 \cdot \left(92 - \frac{32,5}{3}\right)} \cong 39 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{5\,580\,000}{59,70 \cdot \left(92 - \frac{32,5}{3}\right)} \cong 100 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Fundament einer am Fuße eingespannten Säule.

Hier hat das Fundament außer einer zentrischen Normalkraft noch ein Moment aufzunehmen. Der Fundamentfuß ist nach der Seite breiter auszuführen, an welcher durch das Moment Zusatzdruckspannungen

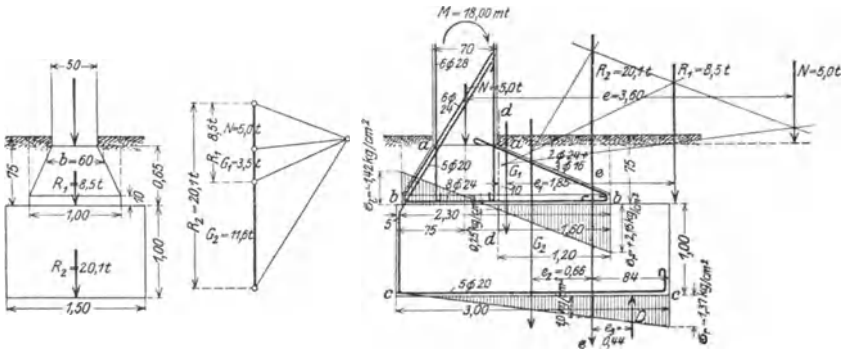


Fig. 31 b.

hervorgerufen werden; d. h. nach der Seite, nach der die Resultierende ausschlägt.

In vorliegendem Falle (Fig. 31b) seien die im Querschnitt beim Anschluß der Säule an den Säulenfuß (Schnitt $a - a$) wirkenden Kräfte $M = 18,00 \text{ mt}$ und $N = 5,0 \text{ t}$. Die hieraus sich ergebende Exzentrizität der Normalkraft im Anschlußquerschnitt wird:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18,00}{5,00} = 3,6 \text{ m.}$$

Auf den Schnitt $b - b$ wirkt außerdem noch das Gewicht des Eisenbetonfußes und seine Auflast:

$$G_1 \cong 2,30 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 2,0 \cong 3,5 \text{ t.}$$

Setzt man nun diese Kraft mit den in Schnitt $a - a$ wirkenden Querschnittskräften zusammen, so erhält man mittels des Kraft- und Seil- eckes die im Schnitt $b - b$ wirksame Mittelkraft:

$$R_1 = N + G_1 = 5,0 + 3,5 = 8,5 \text{ t.}$$

Die Randspannungen in Schnitt $b - b$ ergeben sich aus der Gleichung:

$$\text{für: } \quad {}_1\sigma_2 = \frac{N}{F} \pm \frac{M e}{J}; \quad {}_1\sigma_2 = \frac{N}{a \cdot b} \left(1 \pm \frac{6 e}{a} \right);$$

$N = R_1 = 8,5 \text{ t}; \quad a = 2,3 \text{ m}; \quad b = 1,00 \text{ m}; \quad e_1 = 1,85 \text{ m}$
wird:

$$\sigma_{r,l} = \frac{8500}{230 \cdot 100} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 185}{230} \right) = 0,37 (1 \pm 4,83);$$

$$\sigma_r = +2,15 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_l = -1,42 \text{ kg/cm}^2.$$

Die durch Eiseneinlagen aufzunehmende Zugkraft berechnet sich aus dem Zugspannungsdiagramm zu:

$$Z = \frac{1,42 \cdot 230}{1,42 + 2,15} \cdot \frac{1,42}{2} \cdot 100 = 6500 \text{ kg}.$$

Die Verankerung erfolgt durch 5 Rundeisen $\varnothing 20 \text{ mm} = 15,70 \text{ cm}^2$, und es ist demnach die Eisenspannung:

$$\sigma_{ez} = \frac{6500}{15,70} = 415 \text{ kg/cm}^2.$$

Im vertikalen Schnitt $d - d$ des Eisenbetonfußes ergibt sich das Moment: $M = 8,5 \cdot 1,95 = 16,5 \text{ mt}$.

Der Querschnitt ist ein Trapez mit der Breite der Druckkante von 50 cm. Nehmen wir als mittlere wirksame Druckbreite $b = 60 \text{ cm}$ an, so ergibt sich bei einer statischen Höhe des Querschnittes von $65 - 3 = 62 \text{ cm}$ der erforderliche Eisenquerschnitt aus:

$$F_e = \frac{6 \cdot M}{5 \cdot h' \cdot \sigma_e} = \frac{6 \cdot 1\,660\,000}{5 \cdot 62 \cdot 1000} = 32,2 \text{ cm}^2;$$

ingelegt: $8 \varnothing 24 = 36,20 \text{ cm}^2;$

mit

$$b = 60 \text{ cm}; \quad h' = 65 - 3 = 62 \text{ cm}; \quad F_e = 36,20 \text{ cm}^2$$

wird:

$$x = 22,0 \text{ cm};$$

$$J_x = \frac{60 \cdot 22,0^3}{3} + 10 \cdot 36,2 \cdot (62 - 22)^2 = 793\,000 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{1\,660\,000 \cdot 22,0}{793\,000} = 46,0 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{1\,660\,000 \cdot (62 - 22)}{793\,000} = 840 \text{ kg/cm}^2.$$

Um die Schubspannung in diesem Schnitte zu erhalten, berechnen wir die durch das Druckdiagramm sich ergebende Querkraft:

$$Q = \frac{2,15 + 0,25}{2} \cdot 120 \cdot 100 = 14\,400 \text{ kg},$$

und es wird nun:

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot h_{zD}}, \quad \text{wobei } h_{zD} = h' - \frac{x}{3};$$

$$\tau = \frac{14\,400}{60 \cdot \left(62 - \frac{22}{3}\right)} = 4,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Es bleibt demnach die Schubspannung gerade noch in zulässigen Grenzen. Der Sicherheit halber werden bei dieser Ausführung Doppelbügel $\varnothing 7$ im Abstand von 15 cm in den auskragenden Teil des Eisenbetonfußes eingelegt.

Die Ermittlung der Bodenpressung geschieht in folgender Weise: Im Schnitt $c - c$ wirkt außer der Resultante R_1 das Gewicht des Betonfundamentes und der Erdauflast:

$$G_2 = 3,0 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 2,0 + (3,0 \cdot 1,5 - 2,3 \cdot 1,0) \cdot 0,75 \cdot 1,6 = 11,6 \text{ t.}$$

Setzen wir G_2 mit R_1 zusammen, so erhalten wir die in Fig. 31 b mit Hilfe des Kraft- und Seileckes eingezeichnete Resultierende:

$$R_2 = R_1 + G_2 = 8,5 + 11,6 = 20,1 \text{ t,}$$

die mit ihrer Exzentrizität in bezug auf die Mittellinie des Betonfundamentes $e_2 = 66 \text{ cm}$ nachstehende Bodenpressungen hervorruft:

$$\sigma_r = \frac{20\,100}{300 \cdot 150} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 66}{300}\right) = 0,447 (1 \pm 1,32);$$

$$\sigma_r = +1,37 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_l = -0,143 \text{ kg/cm}^2.$$

Da in diesem Querschnitt kein Zug übertragen werden kann, so berührt das Fundament den Boden nur auf die Länge des Druckquerschnittes.

Um die im Betonfundament an der Sohle erforderlichen Eiseneinlagen zu erhalten, ermitteln wir das im Vertikalschnitt $e - e$ auftretende Moment:

$$M = D \cdot e_3 = \left(\frac{1,0 + 1,37}{2} \cdot 84 \cdot 150\right) \cdot 44,0 = 655\,000 \text{ cmkg.}$$

Bei einer statisch wirksamen Höhe $h' = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$ ergibt sich:

$$F_{\text{erf.}} = \frac{6 \cdot 655\,000}{5 \cdot 95 \cdot 1000} = 8,3 \text{ cm}^2;$$

eingelegt: $5 \varnothing 20 = 15,7 \text{ cm}^2.$

Die Betondruckspannung ist gering, da der Querschnitt im Vergleich zum wirksamen Moment eine große Höhe hat.

2. Fundamentgurte.

Stehen die Säulen in einer Richtung näher zusammen, so ergibt sich durch Vereinigung der Säulenfundamente zu einem gemeinsamen Bankett

$$M = \frac{q l^2}{14} = \frac{1,360 \cdot 3,37^2}{14} = 1,10 \text{ mt};$$

$$F_{\text{erf.}} = \frac{6 \cdot 110\,000}{5 \cdot (15 - 3) \cdot 1200} = 9,2 \text{ cm}^2;$$

ingelegt: $6 \varnothing 16 = 12,06 \text{ cm}^2$.

Für: $h = 15 \text{ cm}$; $h' = 12 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $F_e = 12,06 \text{ cm}^2$

wird: $x = 4,32 \text{ cm}$;

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 110\,000}{100 \cdot 4,32 \cdot \left(12 - \frac{4,32}{3}\right)} = 48 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{110\,000}{12,06 \cdot \left(12 - \frac{4,32}{3}\right)} = 865 \text{ kg/cm}^2.$$

Rippenbalken, über den Pfählen durchlaufend.

Belastung: Eigengewicht $55/40 \dots = 528 \text{ kg/lf. m}$

Belastung durch die Platte: $1360 \cdot 3,37 = 4600 \text{ kg/lf. m}$

Insgesamt: $q = 5128 \text{ kg/lf. m}$.

Bei einer Spannweite von:

$$l = (5,60 - 1,00) = 4,60 \text{ m}$$

ergibt sich mit $\alpha = 14$:

$$M = \frac{5,128 \cdot 4,60^2}{14} = 7,8 \text{ mt.}$$

Für $h - a = 70 - 5 = 65 \text{ cm}$ wird:

$$F_{\text{erf.}} = \frac{6 \cdot 780\,000}{5 \cdot 65 \cdot 1200} = 12,0 \text{ cm}^2;$$

ingelegt:

$$7 \varnothing 16 = 14,07 \text{ cm}^2.$$

Mit

$h = 70 \text{ cm}$; $h' = 65 \text{ cm}$; $d = 15 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$;

$B = 2 \cdot 8d = 240 \text{ cm}$; $F_e = 14,07 \text{ cm}^2$;

$x = 8,2 \text{ cm}$;

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 780\,000}{240 \cdot 8,2 \cdot \left(65 - \frac{8,2}{3}\right)} = 12,7 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{780\,000}{14,07 \cdot \left(65 - \frac{8,2}{3}\right)} = 890 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Versteifung des Tragwerkes sind nun noch Querrippen angeordnet, die die Pfahljoche untereinander verbinden.

Belastung der Pfähle.

Auflagerdruck der Hauptlängsträger:

$$Q = 5,128 \cdot \frac{(5,6 + 4,645)}{2} = 26,3 \text{ t.}$$

Da dieser Druck durch zwei Pfähle aufgenommen wird, so ergibt sich die Belastung eines Pfahles mit:

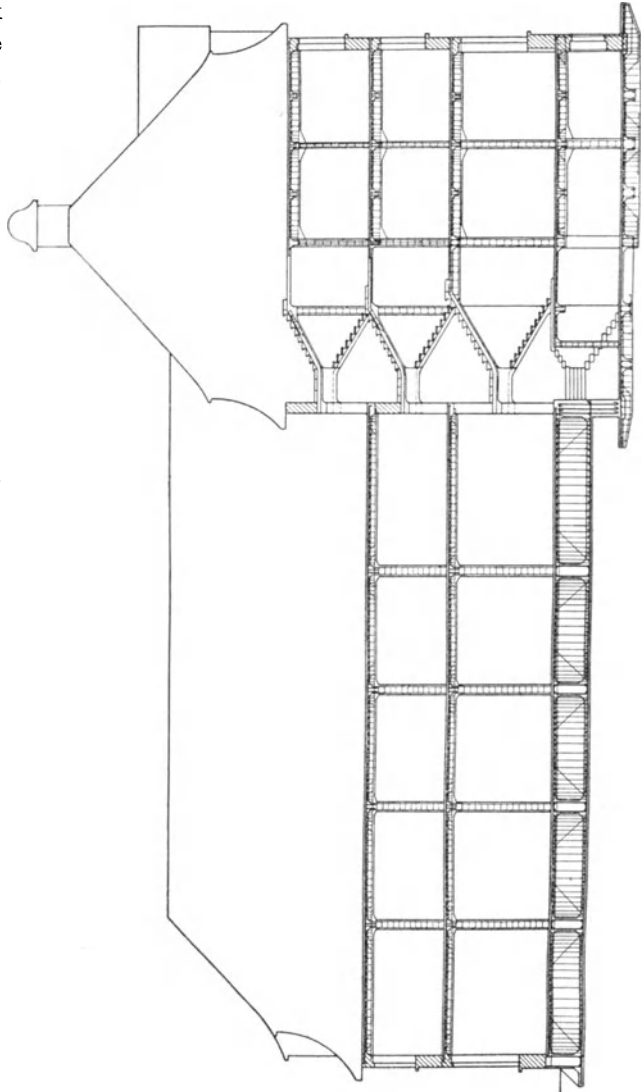
$$P = \frac{Q}{2} = \frac{26,3}{2} \\ = 13,15 \text{ t.}$$

b) Gründung auf Schlamm Boden.

Bei der Gründung eines Geschäftsbäudes¹⁾ war der gute Baugrund in erreichbarer Tiefe nicht vorhanden. Während bei einem früheren Beispiele die gleichmäßig verteilte Last auf die einzelnen Stützpunkte der Pfahljoche zu übertragen war, sind hier die durch die Säulen konzentrierten Einzellasten durch eine Fundamentplattenkonstruktion gleichmäßig auf den wenig tragfähigen Moorboden zu verteilen.

Um ein Gleiten der Platte zu verhindern, wurden die Rippen der Fundamentplatte

¹⁾ Aus einer Veröffentlichung in der österr. Wochenschrift für öffentl. Bau- dienst 1912.



nach unten ausgebildet, obgleich aus statischen Gründen eine Anordnung über der durchgehenden Platte vorteilhafter wäre, wie dies an einem Beispiel der Gründung eines Warenhauses in Fig. 31d zu sehen ist.

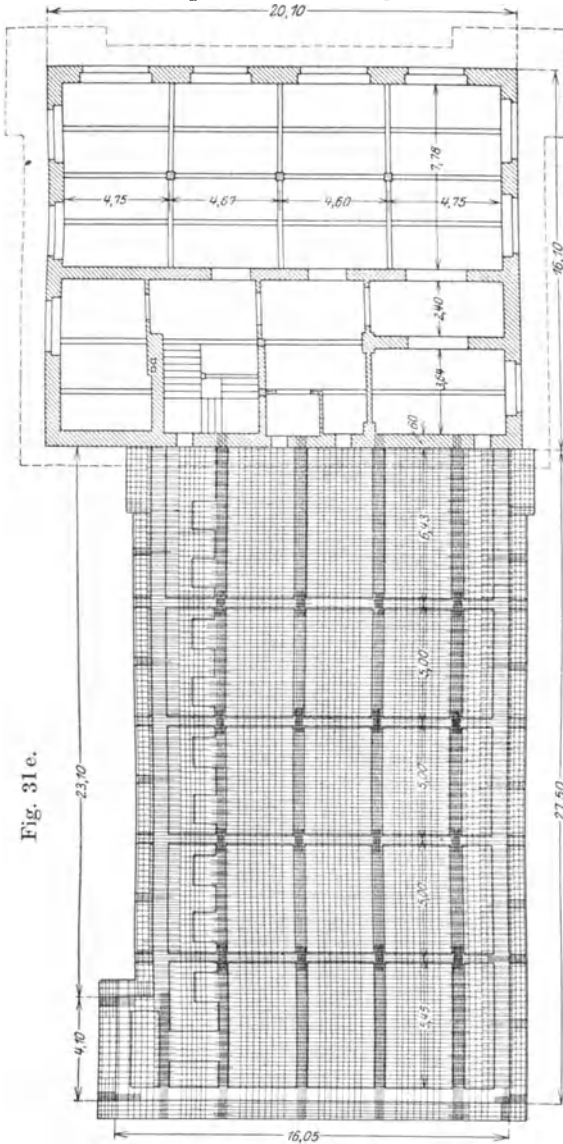


Fig. 31e.

Die Grundriß- und Querschnittsausbildung des Gebäudes findet sich in Fig. 31e. Als Beispiel werde die im Hauptflügel des Gebäudes im Kellergeschoß (rechter Teil Fig. 31e) ausgeführte Fundamentplatte untersucht. Die Säulen 35/35 können bei einer Beanspruchung von $\sigma_{ba} = 35 \text{ kg/cm}^2$ eine Last von rund 43 t übertragen. Diese Last soll nun gleichmäßig auf eine Fläche von $F = 4,0 \cdot 4,6 = 18,4 \text{ qm}$ verteilt werden. Es ergibt sich demnach eine Beanspruchung des Untergrundes:

$$\sigma_{\text{Bod.}} = \frac{43\,000}{184\,000} = 0,234 \text{ kg/cm}^2 \\ = 2340 \text{ kg/qm} = 2,34 \text{ t/qm.}$$

Für diese gleichmäßig verteilte Belastung berechnen wir die Fundamentplatte.

Bodenplatte.

Für eine Spannweite von $l = 2,00 \text{ m}$ ergibt sich mit $\alpha = 14$ und $q = 2,34 \text{ t/m}^2$:

$$M = \frac{2,340 \cdot 2,0^2}{14} = 0,67 \text{ mt,}$$

und bei einer Plattenstärke $d = 15 \text{ cm}$, d. h. einer

statisch wirksamen Höhe $h' = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$, ein

$$F_{\text{erf.}} = \frac{6 \cdot 67\,000}{5 \cdot 12 \cdot 1200} = 5,6 \text{ cm}^2;$$

eingelegt: $10 \varnothing 10 = 7,85 \text{ cm}^2$.

Dann ist:

$$\sigma_{bd} = \frac{x = 3,63 \text{ cm};}{100 \cdot 3,63 \cdot \left(12 - \frac{3,63}{3}\right)} = 34,5 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{67000}{7,85 \left(12 - \frac{3,63}{3}\right)} = 800 \text{ kg/cm}^2.$$

Längsträger (Nebenunterzüge): $l = 4,6 \text{ m}$ (Fig. 31f unten).

Belastung: $q = 2,34 \cdot 2,0 = 4,68 \text{ t/ld. m.}$

$$M = \frac{q l^2}{14} = \frac{4,68 \cdot 4,6^2}{14} = 7,10 \text{ mt.}$$

Für $h = 50 \text{ cm}$; $h' = 47 \text{ cm}$ ergibt sich:

$$F_{e \text{ erf.}} = \frac{6 \cdot 710000}{5 \cdot 47 \cdot 1200} = 15,1 \text{ cm}^2;$$

eingelegt: $6 \varnothing 20 = 18,84 \text{ cm}^2$.

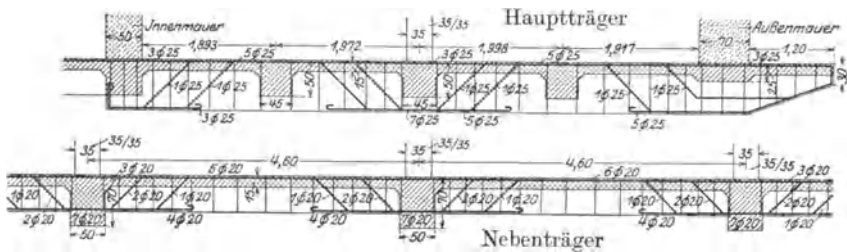


Fig. 31f. Abmessungen und Bewehrung der Fundamentplatte.

Bei einer Breite des Steges von $b = 45 \text{ cm}$ mit $F_e = 18,84 \text{ cm}^2$ werden:

$$\sigma_b = \frac{x = 16,1 \text{ cm};}{45 \cdot 16,1 \left(47 - \frac{16,1}{3}\right)} = 47,0 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{710000}{18,84 \cdot \left(47 - \frac{16,1}{3}\right)} = 910 \text{ kg/cm}^2.$$

Querträger (Hauptunterzüge): $l = 4,0 \text{ m}$ (Fig. 31f oben).

Die in der Mitte dieser Träger wirkenden Einzellasten, die durch die Längsträger übertragen werden, ergeben sich zu:

$$P_g = 4,68 \cdot 4,6 = 21,5 \text{ t.}$$

Für zwei gleichweite Felder ergibt sich:

$$M = \frac{P_g \cdot l}{k} = \frac{21,5 \cdot 4,0}{6,40} = 13,4 \text{ mt.}$$

Bei einem Querschnitt von 50/70 cm und einer statisch wirksamen Höhe $h' = 65$ cm wird:

$$F_{e \text{ erf.}} = \frac{6 \cdot 1\,340\,000}{5 \cdot 65 \cdot 1200} = 20,6 \text{ cm}^2;$$

ingelegt: $5 \varnothing 25 = 24,54 \text{ cm}^2$;

mit $b = 50$ cm und $F_e = 24,54 \text{ cm}^2$ berechnet sich:

$$x = 20,8 \text{ cm},$$

und damit:

$$\sigma_{b,d} = \frac{2 \cdot 1\,340\,000}{60 \cdot 20,8 \cdot \left(65 - \frac{20,8}{3}\right)} = 44,4 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{1\,340\,000}{24,54 \cdot \left(65 - \frac{20,8}{3}\right)} = 935 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Erhöhung des Schubwiderstandes müssen genügend aufgebogene Eisen vorhanden sein; außerdem ist die Anordnung von Bügeln empfehlenswert.

4. Gründungen mittels Pfählen aus Beton oder Eisenbeton.

Bei den Gründungen von Bauwerken auf Pfählen hat der Beton- oder Eisenbetonpfahl den Holzpfehl immer mehr verdrängt, besonders bei wechselndem Wasserstand und bei Seewasser, wo die Gefahr der Bohrwurmbildung hinzutritt.

Wir können bei den aus Beton oder Eisenbeton hergestellten Pfählen folgende zwei Gruppen unterscheiden.

Pfähle, die gleich den Holzpfehlen fertig zur Rammung kommen, nachdem sie vorher meist liegend in Formen hergestellt werden und genügend erhärtet sind. Es empfiehlt sich, die Erhärtungsdauer je nach Jahreszeit und Witterung 2 bis 3 Monate, mindestens aber 6 Wochen anzunehmen.

Die Eisenbetonpfähle müssen stets eine gute Längs- und Querbewehrung erhalten, um den Beanspruchungen beim Transport und beim Rammen standzuhalten. Hierzu gehört auch eine unverrückbare Verbindung zwischen Längs- und Querbewehrung und eine kräftige Ausbildung des Pfahlfußes, ev. mit besonderen eisernen Schuhen.

In die zweite Gruppe gehören die Betonpfähle oder Pfeiler, die mit oder ohne Eiseneinlagen an Ort und Stelle im Erdreich hergestellt werden.

Zu den Eisenbetonpfählen, die fertig zur Baustelle geliefert werden, sei u. a. der Züblinsche genannt, der durch eine besondere Ausführung der Pfahlspitze und die sog. Sperrbügel gekennzeichnet ist. Sie stellen

eine längs- und querbewehrte Eisenbetonsäule dar und werden in Längen bis 20 m hergestellt. Nach dem Einrammen können durch Zerstörung des Betons die Eisen des Pfahlkopfs freigelegt und in die Eisenbetonholme oder Säulen hochgeführt werden. Es lassen sich auf diese Weise auch zwei Pfähle aufpfropfen zur Erzielung größerer Längen.

Eisenbetonpfähle werden überall dort zur Anwendung kommen, wo tragfähiger Baugrund in nicht allzu großer Tiefe ansteht, oder wie bei Gründung von Ufermauern und Landungsbrücken, wo die Pfähle Biegebungsbeanspruchungen ausgesetzt sind.

Zu den im Erdreich hergestellten Pfählen gehören u. a. der „Simplex“-Betonpfahl, der „Strauß“-Pfahl und der Betonpfahl „Mast“.

Beim „Simplex“-Betonpfahl wird durch Einschlagen einer Eisenrohrhülse, die am unteren Ende mit einer festen oder zusammenschlagbaren Spitze versehen ist, ein Loch durch Verdichten des Bodens hergestellt, das durch allmähliches Füllen mit einer Betonmischung und entsprechendes Hochziehen der Rohrhülse und Stampfen des Betons ausgefüllt wird. Auf diese Weise entsteht eine sehr rauhe, in weichen Bodenschichten ausgebeulte Außenfläche. Das Einschlagen und Herausziehen des Eisenrohres geschieht mit Hilfe einer Ramme.

Beim „Strauß“-Pfahl dagegen wird das Pfahlloch in der Erde in einfacher Weise durch Bohren erzeugt. Es entfallen demnach die in manchen Fällen unerwünschten oder gar gefährlichen Erschütterungen infolge des Rammvorganges. Auch können diese Pfähle bei beschränkten Raumverhältnissen, z. B. beim Unterfangen von Grundmauern bestehender Gebäude hergestellt werden. Es fällt hier das beim Schlagen der Rohrhülse eintretende Verdichten des Erdreiches weg, dagegen kennt man wieder genau die vom Pfahle durchfahrenen Bodenschichten. Im übrigen ist der Betonierungsvorgang der gleiche wie beim Simplexpfahl.

Ein in der Herstellungsweise dem Simplexbetonpfahl ähnlicher Pfahl ist der von Mast. In eine zylindrische oder konische Rohrhülse aus dünnem, 1 bis $1\frac{1}{2}$ mm starken Blech, deren Spitze des Pfahles aus dem Rohrmantel selbst gebildet wird mittels eines hölzernen Rammklotzes ausgefüllt. Auf diesem Rammklotz sitzt in der Rohrhülse die Rammjungfer auf. Der Blechmantel verbleibt im Erdreich, weshalb das Verfahren auch „Gründung mit Betonpfählen in verlorener Form“ genannt wird. Da im Rohr selbst nur Zugspannungen auftreten, so gestattet dieses Verfahren eine volle Ausnutzung der Zugfestigkeit des Schmiedeeisens (1 bis $1\frac{1}{2}$ mm starkes Blechrohr).

Sind für die eben beschriebenen Betonpfähle spätere Biegun gsspannungen zu erwarten, so können bei allen 3 Arten vor dem Betonieren entsprechende Eiseneinlagen eingebracht werden.

Neben diesen typischen Beispielen gibt es eine Reihe von anderen Eisenbetonpfählen mit verschiedenen Bewehrungen und Pfahlspitzen.

Desgleichen bestehen verschiedene Abarten von den im Erdreich herzustellenden Beton- oder Eisenbetonpfählen. Da bei den letzteren sehr plastischer Beton angewendet werden muß, ferner kein gleichbleibender Querschnitt vorausgesetzt werden kann, wird die Tragfähigkeit dieser Art von Pfählen im Allgemeinen nicht so hoch angenommen wie bei Eisenbetonpfählen.

Die erste Annahme der Tragfähigkeit von Betonpfählen kann in der Weise gemacht werden, daß die zulässige Pfahlbelastung $P = R \cdot \pi \cdot d \cdot l$ gesetzt wird, wobei R die Reibung in t/m^2 , d Pfahldurchmesser und l Pfahllänge in m bedeuten.

Es kann für gewöhnliche Betonpfähle $R \cong 1,2 t/qm$, für die im Erdreich hergestellten Pfähle dagegen $R = 2,0 t/qm$ gesetzt werden.

Es wird sich in den meisten zur Ausführung kommenden Gründungen stets empfehlen, die Tragfähigkeit durch Probepfähle und Probelastung nachzuprüfen.

Die Berechnung der Eisenbetonpfähle wird später an einigen Beispielen gezeigt werden.

Bemerkenswerte Literatur.

Nachstehend seien einige Veröffentlichungen genannt, die neben den im Text bereits angeführten zu empfehlen sind. Sie enthalten neben Konstruktionen und rechnerischen Grundlagen wirtschaftliche Betrachtungen, Beobachtungen bei der Einrichtung und Erstellung besonderer Bauwerke sowie wertvolle Vergleiche mit ähnlichen Ausführungen.

Die Festhalle in Breslau, Eisenbetonkuppel von 65 m Lichtweite, veröffentlicht von Dr. Trauer und Prof. Dr. Gehler in der Zeitschr. „Armierter Beton“, Jahrgang 1914.

Die Hallen am Hauptbahnhof in Leipzig, Hallenbinder aus Eisenbeton von 35 m Spannweite, veröffentlicht von Dr. Kögler in der Zeitschr. „Armierter Beton“, Jahrgang 1912.

Wassertürme aus Eisenbeton, veröffentlicht von Spangenberg in der Zeitschrift „Armierter Beton“ 1915 und im „Bauingenieur“ 1920.

Zweiter Abschnitt.

Eisenbeton im Brückenbau.

Man wird bei Brückenbauten zu unterscheiden haben, ob es sich um Straßenbrücken oder um Eisenbahnbrücken handelt und darnach die Größe der zulässigen Beanspruchungen im Beton und Eisen annehmen. Ferner ist zu beachten, daß der Einfluß der stoßenden und wiederholten Belastungen verschieden ist, je nachdem es sich um Brücken handelt, über die Eisenbahnfahrzeuge oder nur gewöhnliche Straßenfahrzeuge rollen.

Es muß festgestellt werden, daß der Einfluß dieser Belastungen bisher nicht in dem Maße studiert worden ist, als es erwünscht wäre. Alle Annahmen, die darauf hinzielen, den Einfluß von wiederholten Belastungen und den Einfluß von Stoßwirkungen zu berücksichtigen, sei es durch eine Verringerung der zulässigen Spannungen, sei es durch einen Zuschlag zu den Belastungen, entspringen dem Bestreben, die Rißsicherheit des Betons zu erhöhen und den Zutritt rostbildender Substanzen zu den Eiseneinlagen zu verhindern.

Fragen wir uns, ob dieser Zweck tatsächlich dadurch erreicht wird, daß die zulässigen Druckspannungen im Beton und die Zugspannungen im Eisen verringert werden, so wird sich dies kaum bejahen lassen. Die Forderung, daß die im Beton auftretenden Zugspannungen ein gewisses Mindestmaß nicht überschreiten dürfen, führt in der Regel zu unwirtschaftlichen Konstruktionen. Die Beobachtungen an einigen älteren Bauwerken, über die noch gesprochen werden soll, zeigen Rißbildungen im Beton und ein Verrosten der Eiseneinlagen, obgleich die für die ungünstigste Belastung errechneten Zugspannungen im Beton kleiner als 5 kg/qcm waren, die Druckspannungen im Beton 30 kg/qcm und die Zugspannungen in den Eiseneinlagen 750 kg/qcm nicht überschritten. Andere Beispiele zeigen, daß bei σ_{bz} bis zu 25 kg/cm² keine Risse auftreten. Wir müssen aus diesen Erfahrungen folgern, daß verschiedene Voraussetzungen zu erfüllen sind, deren Beachtung uns nicht nur eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen bei der Berechnung ermöglichen, sondern auch riß- und rostsichere Konstruktionen schafft.

Im nachfolgenden soll der Versuch gemacht werden, alle diejenigen Gesichtspunkte zusammenzufassen, die für den Entwurf rissfreier oder wenigstens rostsicherer Brückenbauten maßgebend sind.

Bei Straßenbrücken über Flüssen oder bei Talübergängen, wo rostbildende Substanzen in der umgebenden Luft nicht vorhanden sind, wird sich der Nachweis der statischen Sicherheit unter denselben Voraussetzungen erbringen lassen wie im Hochbau. Man vernachlässigt die Mitwirkung des Betons auf Zug und läßt damit das Auftreten kleinerer Risse zu. Bei Bauwerken, die größere Erschütterungen zu erleiden haben, z. B. durch schwere Fahrzeuge, wählt man eine durch den sogenannten Stoßzuschlag entsprechend erhöhte Belastung oder kleinere zulässige Beanspruchungen.

Handelt es sich um Brücken über Eisenbahnen, die den schwefligen Säuren und Rauchgasen der Lokomotiven ausgesetzt sind, so wird man alle diejenigen Rißbildungen im Beton zu vermeiden haben, die ein Vordringen der rostbildenden Substanzen zu den Eiseneinlagen ermöglichen. Hier genügt nicht, wenn nur der rechnerische Nachweis erbracht wird, daß die Zugspannungen im Beton gering sind.

Vielmehr wird man nachstehende Grundsätze zu beachten haben:

Der Beton, der die Eiseneinlagen umhüllt, muß möglichst dicht sein. Ob diese Dichtigkeit durch das Material allein, durch besondere Dichtungsmittel oder durch einen Putz erreicht wird, bleibe vorerst unerörtert.

Die Einbettungstiefe der Eiseneinlagen darf nicht zu gering sein; die äußersten Eisen müssen mindestens 2 cm tief eingebettet sein.

Der Einfluß der Bügel auf die Rißbildung wird im allgemeinen zu wenig berücksichtigt. Es sei hier auf das Beispiel im Band 1, S. 320f. hingewiesen, welches zeigt, daß die Bügel leicht die Ausgangsstelle für Rißbildungen werden. Man vermeide daher die Bügel an denjenigen Stellen der Träger, wo sehr hohe Zugspannungen im Beton entstehen und beschränke deren Zahl auf ein Mindestmaß. Dies ist uns um so eher möglich, da die Bügel nur selten zur Erhöhung der Tragfähigkeit herangezogen werden und in der Regel nur zur leichteren Einbringung der Eiseneinlagen dienen.

Wo man aber Bügel anordnet, achte man darauf, daß sie an die Längseisen gut anschließen.

Die Rißbildungen infolge Schwinderscheinungen müssen nach Möglichkeit während der Herstellung und in den ersten Monaten nach der Herstellung des Bauwerkes so berücksichtigt werden, daß ihre Wirkungen praktisch ausgeschaltet werden und eine Rostbildung nicht begünstigen. Dies wird erreicht durch Naßhalten der Bauwerke in den

ersten Wochen nach der Herstellung und durch Anordnung von entsprechenden Schwindfugen, die entweder gleichzeitig als Temperaturfugen ausgebildet werden können, oder nach einigen Monaten frühestens vor Belastung der Brücke vergossen werden müssen.

Schließlich sei noch auf die Bedeutung der Temperaturfugen zur Vermeidung von Rissen hingewiesen (siehe Bd. 1, S. 130f.).

Bei der Berechnung der im Beton auftretenden Zugspannungen ist darauf zu achten, daß das Naßhalten, das Alter, ein nicht zu großer Wasserzusatz und eine Vorspannung der Eiseneinlagen die Zugfestigkeit und damit der zulässigen Zugspannungen im Beton vergrößern. Je später das Bauwerk nach der Herstellung dem Verkehr übergeben werden kann, je länger es nur unter dem Einfluß des Eigengewichtes steht, desto größer wird man die zulässigen Zugspannungen im Beton bemessen können.

Die Größe der bei Eisenbetonquerschnitten vor dem Auftreten der Risse berechneten Biegungszugspannungen im Beton ist aus den Zusammenstellungen in Heft 24 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zu entnehmen. Je nach dem Bewehrungsgehalt, dem Alter und dem Mischungsverhältnis des Betons, konnten bei verschiedenen Versuchskörpern Biegungszugspannungen bis zu 45 kg/qcm berechnet werden, ohne daß Risse aufgetreten wären. Ferner wurde nachgewiesen, daß bei Vorspannungen der Eiseneinlagen die errechneten Zugspannungen im Beton rund 46 % höher waren als ohne Vorspannungen.

Auf Grund der Ergebnisse der Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton wird in den amtlichen Bestimmungen für die Berechnung von Brücken unter Hauptbahngleisen der Nachweis gefordert, daß die berechneten Biegungszugspannungen im Beton σ_{bz} den Wert von 24 kg/qcm nicht überschreiten. Die Berechnung ist selbstverständlich unter der Voraussetzung durchzuführen, daß der volle Zugquerschnitt des Betons mitwirkt. Wir wissen, daß in diesem Stadium der Anteil der Eiseneinlagen an der Lastübertragung sehr gering ist, der erst bei Überwindung der Dehnungsfähigkeit des bewehrten Betons größer wird. Je geringer sonach der Eisengehalt ist, je kleiner das Verhältnis F_e zum wirksamen Betonquerschnitt bh' ist, (z. B. bei Platten, wo dieses Verhältnis um 0,5% liegt), desto mehr wird es möglich sein, bei der Berechnung den Wert von $\sigma_{bz} = 24$ kg/qcm gleichzeitig mit der zulässigen Betondruckspannung σ_{bd} und der zulässigen Zugspannung im Eisen σ_e zu erreichen.

Je größer das Verhältnis $\frac{F_e}{bh'}$ wird, desto kleiner werden die σ_{bd} und σ_e bei gleichzeitigem $\sigma_{bz} = 24$ kg/qcm. Dies ist der Fall bei rechteckigen Querschnitten mit einem größeren Eisengehalt und bei jedem T-förmigen Querschnitt. Man muß daher im letzten Fall darauf achten,

daß der Zugquerschnitt des Betons so groß wie möglich wird, was nur dann zu erreichen ist, wenn die Trägerhöhe h und die Stegbreite b so groß als möglich angenommen werden. Dadurch wird σ_{bz} rechnermäßig kleiner bei genügenden Einbettungstiefen für die Eiseneinlagen, und der Wert $\varphi = \frac{F}{bh}$ kann verringert werden.

Wirtschaftliche Abmessungen von T-förmigen Querschnitten werden im allgemeinen bei Erreichung der zulässigen σ_{bd} und σ_e Risse im Beton ergeben. Hier müssen entsprechende Eiseneinlagen eine Erweiterung und Verlängerung der Risse verhindern. Bei einer Beanspruchung bis zu 1200 kg/qcm sind bekanntlich die Verlängerungen des Eisens noch sehr klein, so daß die Rißweiten bei richtiger Bewehrung auch sehr klein und dem Auge kaum sichtbar sein dürfen. Der Zutritt rostbildender Substanzen zu den Eiseneinlagen wird dann kaum zu erwarten sein.

Kommen jedoch noch andere ungünstige Verhältnisse hinzu, wie bei undichtem, porösen Beton, bei Zermürbung des die Eisen umhüllenden Betons infolge chemischer Einwirkungen oder bei wiederholten Be- und Entlastungen, so wird man unter allen Umständen selbst kleine Risse vermeiden müssen. Dieser Fall kommt bei Brücken unter dem Einfluß schwer rollender Belastungen wie bei Hauptbahnen vor, wenn außerdem die Möglichkeit von zerstörenden chemischen Einflüssen aus der Luft oder Wasser hinzutreten.

Über die Frage, wie weit belastete Eisenbetontragwerke beim Vorhandensein von Rissen Zerstörungen aufweisen, die zu einer Verminderung der Tragfähigkeit führen könnten, herrscht noch keine volle Klarheit.

Laboratoriumsversuche, die im Auftrage des Deutschen Vereines für Eisenbeton an der Versuchsanstalt in Dresden ausgeführt wurden, lassen bis jetzt noch nicht erkennen, ob und wie weit die Ergebnisse für den Entwurf und die Berechnung grundlegende Änderungen gegen die bisher angewendeten Methoden ermöglichen werden.

Bemerkenswerte mehrjährige Beobachtungen an älteren Eisenbetonbauwerken, wie sie in den letzten Jahren durch verschiedene Veröffentlichungen bekannt geworden sind, geben uns eher einen Weg an, den wir beschreiten müssen, um Fehler zu vermeiden und uns den Bedingungen für einwandfreie Bauwerke zu nähern.

Die Veröffentlichung von Perkuhn in der Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1916, die eine Zeitlang in Fachkreisen recht lebhaftes Beunruhigung hervorgerufen hat, ist von außerordentlichem Interesse, weil sie die Beobachtungen an 15 Brückenbauwerken wiedergibt. Sie zeigt einwandfrei diejenigen Fehlerquellen, die bei belasteten Eisenbetonbauten zu Rissebildungen im Beton, zu Rostbildungen in den Eiseneinlagen und zur Verminderung der Tragsicherheit führen.

Die Untersuchungen Perkuhns erstrecken sich auf Bauwerke im Oberschlesischen Industriebezirk unter besonders schlechten Luftverhältnissen, von Grubenbetrieben, Zink- und Bleihütten herrührend. Eine Reihe von Eisenbahnbrücken befindet sich im Zuge einer normalspurigen Anschlußbahn, andere sind auf einer Schmalspurbahn gelegen, wobei die Bauwerke innerhalb des Geländes der Hüttenwerke liegen.

Der Konstruktion nach sind es kontinuierliche Balkenbrücken, kleinere Rahmenbrücken und ein Dreigelenkbogen mit 40 m Spannweite und 6,5 m Pfeilhöhe. Ihr Alter zur Zeit der Untersuchung liegt zwischen 5 und 12 Jahren.

An diesen Brücken hat Perkuhn äußerst sorgfältige Beobachtungen durchgeführt und alle Rißbildungen verzeichnet, die festzustellen waren. In seinen Schlußfolgerungen weist er darauf hin, daß die Rostbildung mit der Zunahme der Rißstärken und mit wachsendem Alter des Bauwerkes zugenommen hat, und daß der Einfluß der Luftbeschaffenheit größer war als der Einfluß des Alters.

Es ist ohne weiteres anzunehmen, daß schon vorhandene Risse sich durch die Erschütterungen aus der wiederholten Belastung erweitern und verlängern werden. Je älter das Bauwerk, je größer die Zahl der wiederholten Belastungen wird, desto mehr wird sich die Wirkung der Rissebildung auf die Rostbildung bemerkbar machen. Ebenso erklärt es sich, daß unter diesen Umständen die Luftbeschaffenheit von ausschlaggebender Bedeutung sein muß, denn diese ist es, die die Rostbildung in erster Linie verursacht.

Bei einer normalen Luftbeschaffenheit dürften die kleinen Risse, die bei einem Bauwerk auftreten, nicht weiter als 0,1 mm und nicht länger als $2\frac{1}{2}$ cm sein. Eine Rostwirkung wird dann kaum zu erwarten sein, insbesondere wenn die schützende Betonschicht stark und dicht genug ist.

Die Perkuhnschen Beobachtungen beweisen ferner den ungünstigen Einfluß der schlecht angeschlossenen Bügel.

Die äußeren Erscheinungen bei der Rißbildung waren sehr verschieden. Es wurden weitverzweigte netzförmige Risse festgestellt. Da weder über das verwendete Bindemittel noch über die Zuschlagstoffe, die Größe des Wasserzusatzes und die Dichte des Betons Angaben vorhanden sind, läßt sich auch nicht annähernd urteilen, ob diese netzförmigen Risse auf die geringe Raumbeständigkeit des verwendeten Zements, auf Schwind- oder Temperatureinflüsse oder auf Sprengwirkungen infolge der Rostbildungen zurückzuführen sind.

Die zweite Form der Rißbildungen sind die bereits im ersten Bande, S. 317ff. beschriebenen statischen Risse. Sie treten u. a. infolge der negativen Momente auf, wenn an diesen Stellen zu wenig oder keine Eiseneinlagen vorhanden sind. Infolge mangelhafter Anordnung der

schräg abgebogenen Eiseneinlagen bilden sich die bekannten schiefen Risse, und bei einem zu kleinen Eisenquerschnitt entstehen auch Risse an Stellen der positiven Momente.

Zu beachten waren auch Risse, die auf Arbeitsfugen zurückzuführen sind und die darauf hindeuten, daß die Arbeiten zweier aufeinanderfolgender Tage nicht genügend miteinander verbunden waren.

Eine Anzahl horizontaler Risse an den Pfeilern war auf Arbeitsfugen oder auf einen Mangel an Eiseneinlagen zurückzuführen.

Eine nicht minder wertvolle Beobachtung zeigte ein Bauwerk, das, obgleich es gar nicht befahren wurde, nicht weniger Risse zeigte wie die anderen Bauwerke. Das hier berechnete größte σ_{bz} beträgt hier nur 5,8 kg/qcm.

An allen diesen Rißstellen waren an den Eiseneinlagen je nach der Größe der Risse Rostbildungen leichter und schwerer Art wahrzunehmen. Im letzteren Falle äußerte sich die Wirkung der mit der Rostwirkung zusammenhängenden Volumenvergrößerung der Eisen in einem Ab Sprengen des Betons in langen Schalen; manchmal genügten leichte Hammerschläge, um den die Eiseneinlagen umgebenden Beton zum Abfallen zu bringen.

Eine andere Art der tiefsten beobachteten Risse waren die Kantenrisse, die dadurch hervorgerufen werden, daß die Entfernung der äußersten Eisen vom Rande zu groß waren, wie dies auch schon durch die Laboratoriumsversuche festgestellt werden konnte.

An einigen Bauwerken waren die Bügelrisse ganz auffallend; fast neben jedem Bügel ein Riß. Ja, man konnte durch nachträglichen Vergleich der Rißstellen mit der wirklichen Lage der Bügel im Bauteile nicht nur auf die Lage der Bügel selbst Schlüsse ziehen, sondern auch feststellen, daß die ursprüngliche Bugeleinteilung gar nicht eingehalten wurde.

Schließlich sei noch erwähnt, daß eine Anzahl von Rissen auf eine nicht sachgemäße Befestigung der Längsschwellen zurückzuführen waren. Diese Risse wurden in einer Stärke bis zu 2 mm gemessen.

Der Einfluß unzulänglicher Pfeilergründungen hat sich an einem Bauwerk besonders bemerkbar gemacht. Infolge unregelmäßiger Senkung des Grundmauerwerkes traten die sonst nicht vorhandenen Längrisse parallel zu den Eiseneinlagen auf. Gleichzeitig war damit eine Durchbiegung der Decke verbunden. Es ist besonders auffallend, daß in einem dieser Längrisse rostfreie Eisen vorgefunden wurden.

Im Zusammenhang mit dieser Beobachtung sei auf ein aus neuerer Zeit aus der amerikanischen Praxis bekanntgewordenes Beispiel verwiesen, über das in „Eng. New-Record“ im Jahre 1921 berichtet wird. Bei einem Brückenbau in Dayton ist ein Teil einer 16 Jahre alten Bogenbrücke eingestürzt. Es war eine Straßenbrücke mit steifen Eisen-

einlagen, nach dem System Melan, bei welchem die Eiseneinlagen ein eisernes Gitterwerk darstellen, die nicht nur zur Verstärkung des Betons, sondern auch als Teil des Leegerüstes und daher zur Aufnahme des Eigengewichtes während des Baues dienen.

Ohne irgendwelche vorherige Anzeichen brach ein breiter Frontstreifen von zwei nebeneinanderliegenden Gewölben ab. Die Untersuchung scheint darauf hinzuweisen, daß der Zwischenpfeiler, der die beiden Bogen verband, nachgab, obgleich er 3 m tief unter der früheren Flußsohle herabgeführt war. Der stromaufwärts gelegene Pfeilerteil wurde um etwa 30 cm nach vorn und seitlich gekippt. Infolge des Ausweichens der Pfeiler wurden die beiden anschließenden Gewölbe zerstört; das eine ist zerdrückt worden und das andere löste sich infolge des auftretenden Zuges von der steifen Eiseneinlage vollkommen ab. Der Längsriß im Gewölbe zeigte auf eine längere Strecke einen glatten Bruch längs des als Bewehrung verwendeten Eisenbogens.

Dieses Beispiel zeigt nicht nur wie wichtig eine sichere Fundierung ist, bei der man nicht genug vorsichtig sein kann, sondern auch wie notwendig ein vollkommenes Anschmiegen der Eiseneinlagen an den Beton, deren gute Verteilung über den Zugquerschnitt und gute Verankerung sind.

Die Perkuhnsche Veröffentlichung weist keinerlei Angaben über die verwendeten Bindemittel, Zuschlagstoffe, über die Größe des Wasserzusatzes bei der Verarbeitung des Betons und über dessen Dichtigkeit auf. Gerade in der Nichtbeobachtung der dabei zu befolgenden Grundsätze dürften aber die Hauptursachen der beobachteten Rißbildungen zu suchen sein.

Wesentliche Ergänzungen bieten in dieser Beziehung die Untersuchungen von L. Wörnle an vier Eisenbetonbrücken im Bereich der Württembergischen Eisenbahnverwaltung, die im Jahrgang 1917 von „Beton und Eisen“ veröffentlicht wurden.

Von den 4 beobachteten Brücken, deren Spannweiten nicht groß sind, ist eine Fußwegüberführung, die drei Bahnsteige und vier Gleise unterfährt, als T-Balkenbrücke mit 6 m Lichtweite bei einer Gesamtlänge von 52,5 m auf Stampfbetonwiderlagern ausgeführt. Die Abmessungen der Rippen betragen 35×70 cm, und ihre Entfernung voneinander ist 1,64 m von Mitte zu Mitte. Bahnsteig- und Gleisträger unterscheiden sich nur durch die Bewehrung.

Die Bahnsteigunterführung auf Bahnhof Feuerbach von derselben Bauart wie die vorgenannte hat lichte Weiten von 5,5 m, bei einer Gesamtlänge von 46,5 m.

Beide Brücken wurden unter einer Belastung von Lokomotivradlasten von 9 t in 1,5 m Abstand, die Bahnsteige unter einer Belastung von 500 kg/qm berechnet. Die Eisenzugspannungen haben den Betrag

von 750 kg/qcm und die Betondruckspannungen den Wert von 30 kg/qcm nicht überschritten.

Die dritte beobachtete Brücke war die Überführung der Gütergleise auf dem Bahnhof Ulm mit 3 Öffnungen von je 6 m Lichtweite. Die durchlaufenden Träger waren mit den zwei mittleren bewehrten Pfeilern starr verbunden. Das Schotterbett unter den Gütergleisen war in der Mitte 70 cm stark. Da die Hauptträger als kontinuierliche über den Stützen frei bewegliche Träger gerechnet wurden, wurden die Schwind- und Temperatureinflüsse nicht berücksichtigt, ebensowenig wie die Bremskräfte. Die Zugspannungen im Eisen haben unter dieser Berechnungsgrundlage den Betrag von 700 kg/qcm, die Spannungen im Beton den Betrag von 32 kg/qcm nicht erreicht.

Die vierte Brücke bei Grimmelfingen war eine Wegüberführung über 2 Gleisen mit einer Lichtweite von 9 m bei einer Belastung von 450 kg/qm und einem 6 t Lastwagen. Die Spannungen im Eisen wurden bis 1000 kg, im Beton bis 40 kg/qcm gerechnet.

Die erste und zweitgenannte Brücke sind den schwefligen Säuren und Ammoniak der chemischen Industrie ausgesetzt; die drittgenannte Überführung befindet sich in normalen Luftverhältnissen, während die letztgenannte Brücke den unmittelbaren Wirkungen des Lokomotivrauches ausgesetzt ist.

Das Mischungsverhältnis betrug 1 Z : 4 Kiessand (2 S : 3 K gemischt) mit dem größten Korn von 2 cm. Der Beton war plastisch.

Die Brücken wurden in guter Jahreszeit im Jahre 1908, die vierte im Jahre 1902 hergestellt; die Untersuchung erfolgte im Alter von 2 bis 8 Jahren; die Betriebnahme 1 bis 2 Jahre, bei der vierten Brücke 3 Monate nach Herstellung.

Vor der Untersuchung wurden die zu beobachtenden Flächen mit weißer Leimfarbe gestrichen und es wurde für eine gute Beleuchtung besonders während der nächtlichen Untersuchungen gesorgt.

Die Beobachtung der Risse- und Rostbildungen beim 1. und 2. Bauwerk zeigte erhöhte Rißbildung bei den weniger belasteten Bauteilen. Diese auffallende Erscheinung erklärt Wörnle damit, daß die Schwindspannungen durch die Wirkung niedriger Temperaturen der im späten Herbst hergestellten Bauteile verstärkt, frühzeitig Risse herbeiführen. Bei der Herstellung von Eisenbetonbauwerken unter höheren Temperaturen (im Sommer) mußte sich der Beton ausdehnen und den Schwindspannungen entgegenwirken. Schränkt man diese durch Naßhalten und durch eine gute Verteilung der Eisen ein, so könnte unter Umständen die Wirkung der Schwindspannungen durch diejenige höherer Temperaturen wenigstens zum Teil aufgehoben werden.

Einzelne wagerechte Risse bis zu 1 mm Weite bei dem Bauwerk 1 scheinen auf Setzungen und das Fehlen von Temperaturfugen zurück-

zuführen zu sein; während schräge Risse auf eine mangelhafte Verteilung der schrägen Eisen beruhen.

Rosterscheinungen waren nur an wenigen Stellen vorhanden, wo die Einbettungstiefe der Eiseneinlagen 1,3 bis 1,6 cm betrug. Flächenrost zeigte sich nur dort, wo die Eisen an den Reißstellen hohl lagen.

Beim dritten Bauwerk, dessen Ausführung nicht so sorgfältig war wie die der beiden erstgenannten, waren Bügelrisse festzustellen, wo die Bügel nicht sachgemäß ausgeführt waren. Bei großer Einbettungstiefe der Längseisen traten Kantenrisse auf. Wo die Eiseneinlagen sich nicht an die Vouten anschmiegen, sondern scharf angebogen waren, traten Kehlrisse auf.

Die der Sonnenbestrahlung ausgesetzten äußeren Träger wiesen mehr Risse auf als die inneren Träger.

Die außerordentlich sorgfältig ausgeführte viertgenannte Brücke mit dichtem und festem Betonmaterial zeigte vereinzelte Putzrisse. Kraftrisse waren nur dort vorhanden, wo eine zu starke und über den Querschnitt nicht gut verteilte Bewehrung vorhanden war.

Der Ruß war mit dem Beton der Hauptträgerflächen verbacken, weniger an den Seitenflächen. In einem Abstände von 1 mm war der Beton nicht mehr gefärbt, was auf die geringen chemischen Veränderungen des sehr guten Betons hinweist.

Wo die Rauchgase bis an die Eisen vordringen konnten, wurden diese angegriffen, was sich durch Querschnittsverminderungen und Absprengungen des Betons äußerte.

Schließlich sei noch auf Untersuchungen von Eisenbetonbrücken der schweizerischen Bundesbahnen hingewiesen, die in einem unveröffentlichten Bericht von Bühler und Rühl zusammengestellt sind und wertvolle Beobachtungen mitteilen.

Die Auswahl der Objekte sollte einen Überblick gewähren über möglichst vielseitige Verwendungsarten des Eisenbetons. Es wurden untersucht Balken-, Rahmen-, Bogenbrücken; an Bausystemen: System Hennebique, System Möller, allgemeines System, Brücken verschiedener Belastungsart und Rauchgaseinwirkung verschiedenen Alters.

Die Risse wurden zwecks Rostuntersuchung nur ausnahmsweise in die Tiefe verfolgt. Zum Teil wurden die Brückenflächen mit Sandstrahlgebläse abgespritzt. Hohle Stellen im Beton konnten durch den Klang beim Abklopfen festgestellt werden.

Eine wesentliche Erleichterung zur Auffindung von Rissen ergab sich durch Anfeuchten der Betonflächen mit in Wasser aufgelöster Waschbläue.

Ein großer Teil der von Perkuhn und Wörnle gemachten Beobachtungen fand seine Bestätigung, und es wäre nur zu erwähnen, daß bei einer Betonmischung von etwa 1 : 5 (magerer als bei den anderen

Untersuchungen) σ_{bz} bis über 25 kg/qcm errechnet wurden an Stellen, wo keine Risse waren, während an Rißstellen manchmal σ_{bz} bedeutend kleiner war.

Von Ausführungsfehlern wäre zu erwähnen die Verwendung eines gleichmäßigen Korns (Gartenkies). Der daraus angefertigte Beton war porös und konnte nicht einmal angeschlagen werden, da sonst zu große Zerstörungen eingetreten wären. An verschiedenen Kiesnestern und porösen Stellen zeigten sich Wasserflecke unter der Fahrbahn.

Über Witterungseinflüsse, Putzrisse, Luftrisse wird berichtet, daß die Wetterseite sichtlich mehr gelitten hat, als die abgewendete Seite. Dazu mag beigetragen haben, daß die Entwässerung der Fahrbahn über den Rand hinweg stattfand.

Vorsatzbeton gab Anlaß zu zahlreichen Ausführungsmängeln. Er war porös und hat sich oftmals vom Trägerbeton losgelöst. An solchen Stellen traten Rostaufreibungen auf, die zur schalenförmigen Abspaltung führten.

Interesse bieten Beobachtungen an einer 3 Jahre alten Bogenbrücke mit einer Spannweite von 19,3 m. Im Gewölbe sind nur einige Risse am Kämpfer aufgefunden worden. Die Fahrbahnträger und Decken waren unversehrt. Die Auskragung der Fahrbahnplatte aber war mit Rissen durchsetzt. Vermutlich war die Bewehrung in dem auskragenden Teil ungenügend. Gewölberücken und Draufsichtflächen hatten einen Glattstrich von $\frac{1}{2}$ bis $1\frac{1}{2}$ cm, der sich fast überall vom Gewölbebeton losgelöst hatte.

Rost fand sich an allen freiliegenden und porösen Stellen vom Scheitel nach den Kämpfern zu abnehmend vor.

Betrachtet man die Ergebnisse der unter verschiedenen klimatischen Verhältnissen gemachten vorstehend beschriebenen Beobachtungen, so kann man sagen, daß zur Verhütung der Riß- und Rostgefahr die Anwendung der bisher bekannten Forschungsergebnisse genügt hätte. Weitaus die größte Zahl der Risse hat ihren Ursprung in mangelhafter handwerklicher Ausführung.

Auch der Materialkenntnis wird nicht die nötige Sorgfalt gewidmet, Mischungen in nur einer Korngröße (Gartenkies) müssen poröse Gebilde mit großer Rostgefahr bilden. Vielfach sind Kieselsteine von 7 cm Größe gefunden worden. Liegen sie an Eisen an, so ist die Gefahr der Hohlraumbildung und des Rostes groß.

Wenn die schweizer Beobachtungen mit beträchtlich viel weniger Rissen ebenso zuverlässig sind, wie die württembergischen, so würden die schweizer Ergebnisse für eine Herabsetzung des Mischungsverhältnisses sprechen. Bei einem Verhältnis 1 : 5 (300 kg Zement auf 1 cbm Beton) sind nirgends Schwindrisse erwähnt, während sie bei 1 : 4 zahlreich waren.

Die Profilierung und zweckmäßige Entwässerung der Bauwerke muß besonders beachtet werden. Eine unzuweckmäßige Profilierung, die dazu führt, daß Regenwasser längs der Seitenwände in die Risse hineinlaufen kann, kann zu Rostbildungen führen. An Gesimsen und Brüstungen, welche die Formänderungen der Träger mitmachen, darf eine entsprechende Bewehrung nicht fehlen.

Mit Vorsatzbeton muß vorsichtig gearbeitet werden, sonst schadet er.

Das Bearbeiten von Beton durch Stocken darf nicht zur Verminderung der Einbettungstiefe der Eisen führen.

Die Anordnung und Verteilung von Dehnungsfugen, sowie dem Arbeitsvorgang bei einzelnen Bauwerksteilen muß besondere Beachtung geschenkt werden.

Der Vorgang bei der Rostbildung ist im allgemeinen derart, daß die Rißstellen oder die porösen undichten Stellen als die Einfallspforten für den Rost anzusehen sind. Die Beobachtungen an den verschiedenen Bauwerken haben gezeigt, daß an der Rißstelle der Rost am stärksten ist und sich von da aus, immer schwächer werdend an den Längseisen hinzieht. Wo eine größere Anzahl von Rissen nebeneinander sind, wird sich der starke Rost auf die ganze Länge der Eiseneinlagen ausbreiten. Erreicht der Rost eine bestimmte Stärke, so tritt eine Volumenvergrößerung des Eisens und als weitere Folge das Abspringen der die Eisen einhüllenden Betonlagen ein. Wo dieses Abspringen nicht möglich ist, entstehen netzförmige Risse. Allerdings können eine große Anzahl von netzförmigen Rissen auch auf die Verwendung von nicht raumbeständigen Bindemitteln oder auf unsachgemäßen Putz zurückzuführen sein.

Fragen wir uns, ob die beobachteten Risse- und Rostbildungen zu vermeiden gewesen wären, so lautet die Antwort, daß die beobachteten Risse zum größten Teil zu vermeiden waren. Ein Teil der Risse hätte durch entsprechende Bewehrung auf ein Mindestmaß zurückgeführt werden und den Zutritt rostbildender Substanzen verhindern können.

Wo aber ein Kraftriß aufgetreten ist, wird ein Verkleistern durch Ausspritzen mit Zementmilch oder durch irgend ein anderes Verfahren nichts helfen. Diese Risse werden sich bei wiederholten Belastungen immer wieder öffnen. Deshalb muß beim Entwurf und bei der Ausführung schon darauf gesehen werden, daß alle diejenigen Fehler vermieden werden, die bei den besprochenen Beispielen zu Riß- und Rostbildungen geführt haben.

Der rechnerische Nachweis einer bei der ungünstigsten Belastung auftretenden sehr kleinen Zugspannung im Beton allein schützt ebensowenig vor Riß- und Rostgefahr wie eine verstärkte Überwachung des Baues durch nicht genügend Sachkundige.

Eine gründliche Beherrschung der Eigenheiten des Materials und der Ergebnisse der wissenschaftlichen Forschung durch alle Beteiligten bleibt die beste Voraussetzung für die Vermeidung aller besprochenen Fehlerquellen.

I. Eisenbetonbalkenbrücken.

In der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ (Jahrgang 1920) ist eine eigenartige Ausführung einer Eisenbetonbalkenbrücke über die Bregenzer Ache beschrieben, die in Fig. 32 a und b dargestellt ist. Die Konstruktion der Fahrbahnhauptträger ist als Gerberscher Träger mit Gelenken durchgeführt.

Im Folgenden soll der Entwurf der Brücke durchgearbeitet werden, unter der Annahme, daß in dem ausgeführten Beispiel vier Hauptträger vorhanden sind, einmal als kontinuierliche Träger, das andere Mal zum Vergleiche als Gerberträger. Es werden 4 Öffnungen mit einer Spannweite von je 28 m und 3 Spannweiten von je 22 m gewählt.

1. Fall: Statische Untersuchung der kontinuierlichen Brückenträger.

a) Berechnung der Fahrbahnplatte.

Als Verkehrsbelastung wird eine Dampfstraßenwalze von 23 t und Menschengedränge von 400 kg/qm auf dem übrigen Raum zugrunde gelegt.

Für die Berechnung der Fahrbahnplatte können wir die 10,0 t des Vorderrades der Dampfwalze der 30 cm starken Überschüttung wegen als gleichmäßig verteilte Belastung annehmen. Es ergibt sich sonach

$$p = \frac{1,00}{1,70} \cdot 10,0 = 5,9 \text{ t/m} \quad (\text{siehe Fig. 32c}).$$

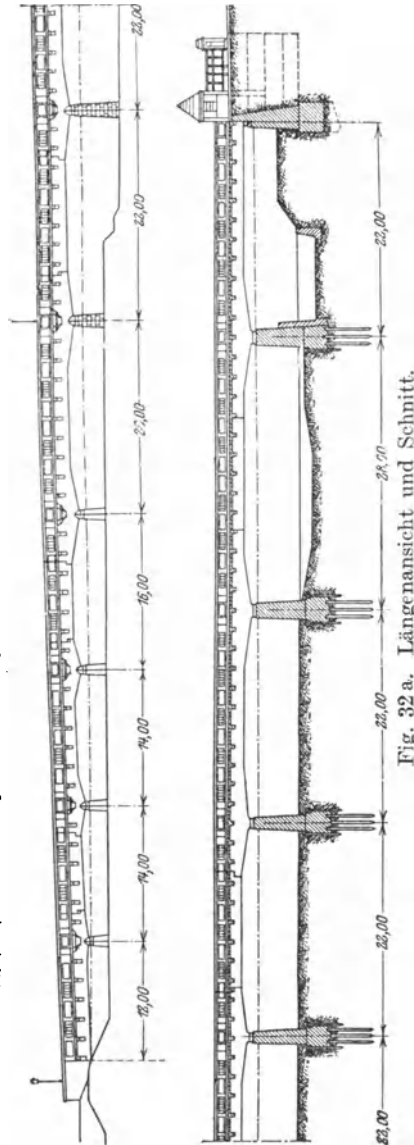


Fig. 32 a. Längensicht und Schnitt.

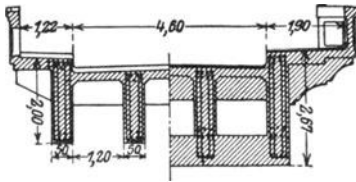


Fig. 32 b. Querschnitt durch die Feldmitte; am Auflager.

Die ständige Last berechnet sich bei einer angenommenen Plattenstärke von 22 cm und einer 30 cm starken Fahrbahnbefestigung zu

$$g = 0,22 \cdot 2,4 = 0,528 \text{ t/m} \\ + 0,30 \cdot 2,0 = 0,600 \text{ ,,} \\ \hline 1,128 \text{ t/m.}$$

Mit Hilfe der Winklerschen Zahlen für Träger über 4 Stützen ergibt sich für die Endfelder:

$$M_g = 0,080 \cdot g l^2 = 0,08 \cdot 1128 \cdot 1,7^2 = 260 \text{ mkg} \\ M_p = 0,100 \cdot p l^2 = 0,10 \cdot 5900 \cdot 1,7^2 = 1710 \text{ ,,} \\ M_{\max} = 1970 \text{ mkg.}$$

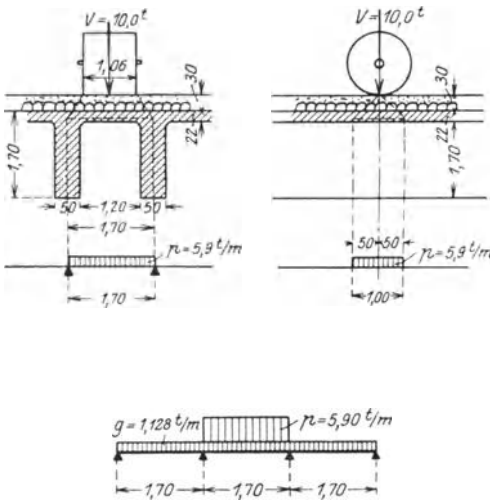


Fig. 32 c.

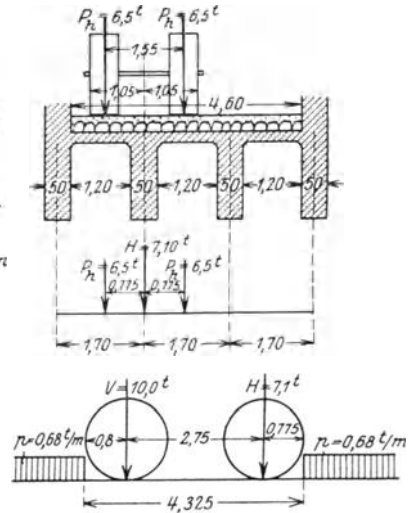


Fig. 32 d.

Der Spannungsnachweis ergibt: für $n = 10$; $d = 22 \text{ cm}$; $h' = 20 \text{ cm}$;

$$F_e = 10 \cdot 11 = 9,5 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{n F_e}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{n F_e}} \right)$$

$$x = \frac{109,5}{100} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 20}{10 \cdot 9,5}} \right) = 5,3 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{197000}{9,5 \cdot \left(20 - \frac{5,3}{3} \right)} = 1135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ba} = \frac{2M}{x b \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 197000}{5,3 \cdot 100 \cdot \left(20 - \frac{5,3}{3} \right)} = 40,7 \text{ kg/cm}^2.$$

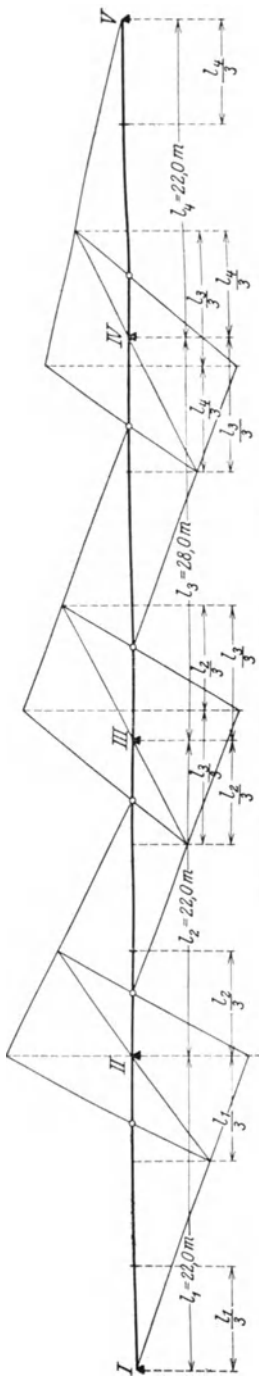


Fig. 33 a. Ermittlung der Festpunkte.

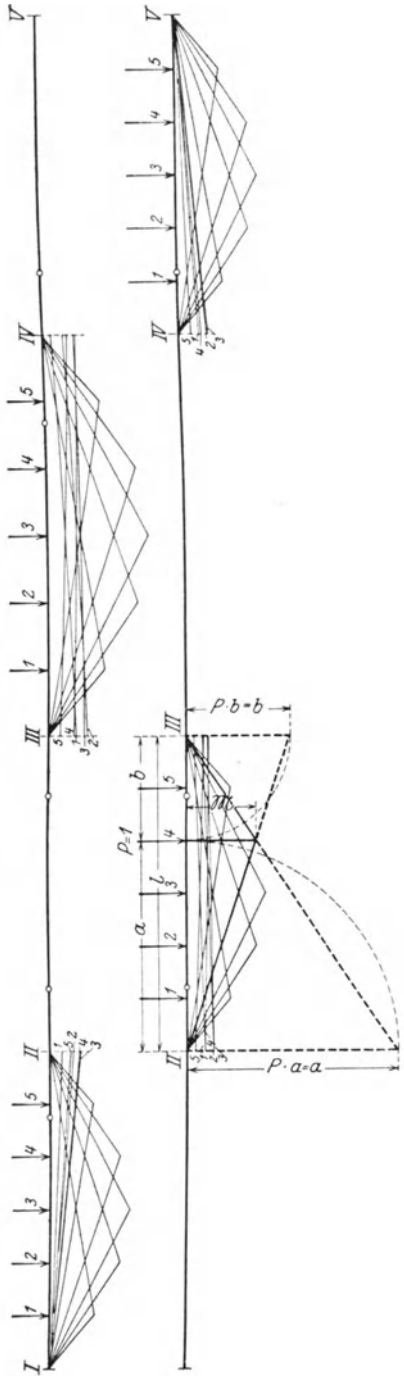


Fig. 33 b. Zustandslinien für die Lasten „Eins“ $(M = \frac{l \cdot a \cdot b}{l})$.

Oben: in der ersten und dritten Öffnung.
 Unten: „ „ zweiten „ vierten „

Die Fahrbahnplatte wird durchgehend in einer Stärke von 22 cm durchgeführt.

b) Berechnung der Hauptlängsträger.

Die Ermittlung der Maximalmomente geschieht mit Hilfe der Einflußlinien, die mittels der Festpunktmethode aus den Zustandslinien¹⁾ erhalten werden.

Fig. 32d zeigt das Belastungsschema. Für den Fall, daß das Vorderad der Walze unmittelbar über dem Balken steht, ergibt sich die Last der beiden Hinterräder auf den Längsträger:

$$H = 2 \left[6,5 \cdot \frac{1,70 - 0,775}{1,70} \right] = 7,10 \text{ t,}$$

wenn man H als die Summe der Auflagerdrücke des links und rechts des Längsträgers stehenden Hinterrades ansieht. Die gleichmäßig verteilte Last p aus dem Menschengedränge von 400 kg/qm ergibt sich zu

$$p = 1,7 \cdot 0,400 = 0,680 \text{ t/m.}$$

Die maximalen Momente infolge der Verkehrsbelastung ergeben sich nun mit Hilfe der Einflußlinien wie folgt:

Die Ermittlung der Festpunkte und der Zustandslinien ist in Fig. 33 a u. b dargestellt. Zur Bestimmung der Maximalmomente über den Stützen dienen die Einflußlinien Fig. 33 c—e.

Es werden die größten Momente über der Stütze II:

$$\begin{aligned} \text{neg. } M_{\text{in,max}}^{II} &= - [10,0 \cdot 2,25 + 7,1 \cdot 2,1 + 1,0 \cdot (10,5 + 10,7 + 12,65)] \\ &= - 71,25 \text{ (73,00) tm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{pos. } M_{\text{max}}^{II} &= + [10,0 \cdot 0,7 + 7,1 \cdot 0,7 + 1,0 + (2,5 \cdot 3,55)] \\ &= + 18,02 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Die größten Momente über der Stütze III:

$$\begin{aligned} \text{neg. } M_{\text{max}}^{III} &= - [10,0 \cdot 2,70 + 7,1 \cdot 2,65 + 1,0 (13,6 + 10,85 + 14,75)] \\ &= - 85,0 \text{ mt.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{pos. } M_{\text{max}}^{III} &= + [10,0 \cdot 0,65 + 7,1 \cdot 0,65 + 1,0 \cdot (2,6 + 2,0 + 5,05)] \\ &= + 20,77 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Die größten Momente über der Stütze IV:

$$\begin{aligned} \text{neg. } M_{\text{max}}^{IV} &= - [10,0 \cdot 2,35 + 7,1 \cdot 2,35 + 1,0 (9,05 + 20,0 + 11,85)] \\ &= - 81,1 \text{ (82,3) mt.} \end{aligned}$$

$$\text{pos. } M_{\text{max}}^{IV} = + [10,0 \cdot 0,5 + 7,1 \cdot 0,5 + 1,0 (1,1 + 1,8)] = + 11,45 \text{ mt.}$$

Die Feldmomente ergeben mit Hilfe der Einflußlinien Fig. 32 f—h.

¹⁾ s. Müller-Breslau, Die graph. Statik der Baukonstruktionen II. 1.

²⁾ Die eingeklammerten Endwerte stellen die nachträglich verbesserten Werte durch Berücksichtigung eines weiteren Feldes dar.

Max. Feldmomente in Mitte des ersten Feldes (Endfeld!):

pos. $M_{\max} = +[10,0 \cdot 4,40 + 7,1 \cdot 2,9 + 1,0 \cdot (13,95 \cdot 5,7 \cdot 3,75)] = + 88,0 \text{ mt.}$

neg. $M_{\max} = -[10,0 \cdot 1,0 + 7,1 \cdot 0,92 + 1,0 \cdot (3,9 + 2,45)] = - 22,89 \text{ mt.}$

Max. Feldmomente in Mitte des zweiten Feldes:

pos. $M_{\max} = +[10,0 \cdot 3,8 + 7,1 \cdot 2,6 + 1,0 \cdot (10,4 + 5,4)] = + 72,3 (74,7) \text{ mt.}$

neg. $M_{\max} = -[10,0 \cdot 1,10 + 7,1 \cdot 1,1 + 1,0(4,3 \cdot 5,8 + 8,6)] = - 37,5 \text{ mt.}$

Max. Feldmomente im dritten Feld:

pos. $M_{\max} = + 10,0 \cdot 4,6 + 7,1 \cdot 3,3 + 1,0(9,7 + 16,15)] = + 95,52(97,25) \text{ mt.}$

neg. $M_{\max} = -[10,0 \cdot 0,7 + 7,1 \cdot 0,7 + 1,0(2,5 + 2,6 + 5,3)] = - 22,37 \text{ mt.}$

Max. Feldmomente im vierten Feld:

pos. $M_{\max} = +[10,0 \cdot 4,5 + 7,1 \cdot 3,35 + 1,0(7,4 + 12,75 + 2,6)] = + 91,55 \text{ tm.}$

neg. $M_{\max} = -[10,0 \cdot 1,2 + 7,1 \cdot 1,2 + 1,0 \cdot (4,6 + 5,9)] = - 31,03 \text{ tm.}$

Max. Momente im Querschnitt 4 des vierten Feldes:

pos. $M_{\max} = +[10,0 \cdot 4,4 + 7,1 \cdot 3,4 + 1,0(8,4 \cdot 10,6)] = + 87,15 \text{ mt} (+1,7) = 88,85 \text{ tm.}$

neg. $M_{\max} = -[10,0 \cdot 0,9 \cdot 7,1 \cdot 0,9 + 1,0(2,6 + 5,15)] = - 23,15 \text{ mt.}$

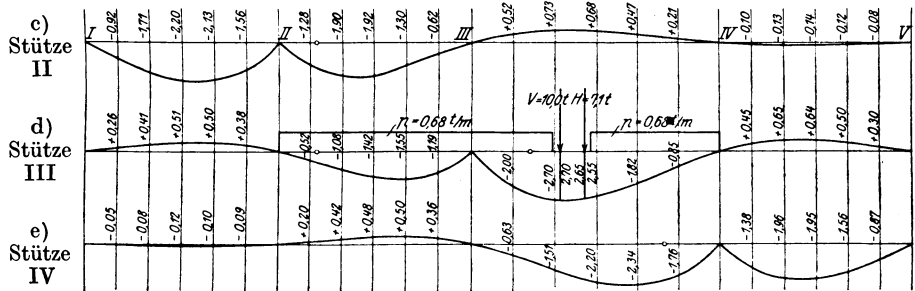


Fig. 33 c bis e. Einflußlinien für die Stützenmomente.

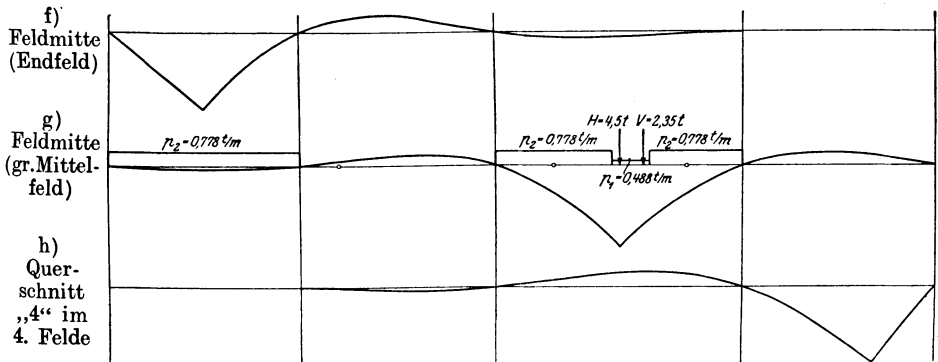


Fig. 33 f bis h. Einflußlinien für die Feldmomente.

Die Momente infolge gleichmäßig verteilter ruhender Last wurden in Fig. 33i für die Einheitsbelastung $g = 1,0$ t/m aufgetragen. Die größten Momente wurden dort in Bruchteilen von gl^2 eingeschrieben.

Die ruhende Belastung ergibt sich aus Fig. 33k

$$\begin{array}{ll} \text{Platte 22 cm st.} & 1,7 \cdot 0,22 \cdot 2,4 = 0,900 \text{ t/m} \\ \text{Steg 50/148} & 1,48 \cdot 0,50 \cdot 2,4 = 1,780 \text{ ,,} \\ \text{Beschotterung} & 1,7 \cdot 0,20 \cdot 2,0 = 0,680 \text{ ,,} \\ & \underline{g = 3,360 \text{ t/lfdm}} \end{array}$$

$$\text{für } l = 22,0: M = \frac{gl^2}{8} = \frac{3,36 \cdot 22,0^2}{8} = 203,3 \text{ mt,}$$

$$\text{für } l = 28,0: M = \frac{gl^2}{8} = \frac{3,36 \cdot 28,0^2}{8} = 329,5 \text{ mt.}$$

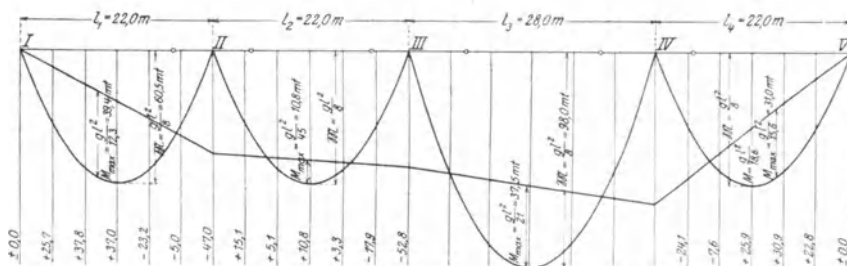


Fig. 33i. Momente für ständige Belastung.

Die Querschnittsberechnung für die Mitte des Feldes III ergibt sich wie folgt: Das Moment nach Fig. 33i:

$$M_y^{III} = \frac{g l^2}{21} = \frac{3,36 \cdot 28^2}{21} = 125,0 \text{ mt.}$$

Das größte Moment infolge Verkehrsbelastung wurde ermittelt mit

$$M_v^{III} = 95,25 \text{ mt.}$$

Das größte Moment bei Gesamtbelastung ergibt sich demnach:

$$M_{\max}^{III} = 12,50 + 95,25 = 220,25 \text{ mt} = 220\,250 \text{ mkg.}$$

Der Spannungsnachweis wird für nebenstehenden Querschnitt geführt; es ist:

$$B = 170 \text{ cm; } d = 22 \text{ cm; } F_e = 150 \text{ cm}^2; \quad n = 10; \quad h = 162 \text{ cm.}$$

Nach Gleichung (35), Seite 387, Bd. I ist:

$$x = \frac{\frac{22^2 \cdot 170}{2} + 10 \cdot 162 \cdot 150}{22 \cdot 170 + 10 \cdot 150} = 54,1 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment des ideellen Querschnitts:

$$J_n = \frac{170 \cdot 54,1^3}{3} - \frac{(170 - 50)(54,1 - 22)^3}{3} + 10 \cdot 150 \cdot 107,9^2 = 25\,105\,000 \text{ cm}^4.$$

Es werden dann:

$$\sigma_{bd} = 2 \cdot \frac{22\,025\,000 \cdot 54,1}{25\,105\,000} = 47,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{22\,025\,000 \cdot 107,9}{25\,105\,000} = 947 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Mitte des Feldes IV ergibt sich;

$$M_g^{IV} = \frac{gl^2}{18,6} = \frac{3,36 \cdot 22^2}{18,6} = 88,00 \text{ mt.}$$

$$M_v^{IV} = \dots \dots \dots \frac{91,55}{\dots} \text{ ,,}$$

$$M^{IV} = 179,55 \text{ mt.}$$

Für den Querschnitt 4 des Feldes IV wird:

$$M_g = \frac{g^l^2}{15,6} = \frac{3,36 \cdot 22^2}{15,6} = 104,00 \text{ mt.}$$

$$M_v = \dots \dots \dots \frac{87,15}{\dots} \text{ ,,}$$

$$M_{tot} = 191,15 \text{ mt.}$$

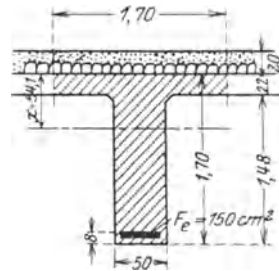


Fig. 33k.

Das größte Moment ergibt sich sonach im vierten Felde bei Querschnitt 4:

$$M_{max} = 191,15 \text{ mt.}$$

Unter Zugrundelegung desselben Querschnitts werden:

$$\sigma_{bd} = \frac{19115000 \cdot 54,1}{25\,105\,000} = 41,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{19115000 \cdot 107,9}{25\,105\,000} = 822 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Eisenspannung zu niedrig ist, wählen wir $F_e = 125 \text{ cm}^2$. Es wird dann:

$$x = \frac{\frac{22^2 \cdot 170}{2} + 10 \cdot 162 \cdot 125}{22 \cdot 170 + 10 \cdot 125} = 49,0 \text{ cm,}$$

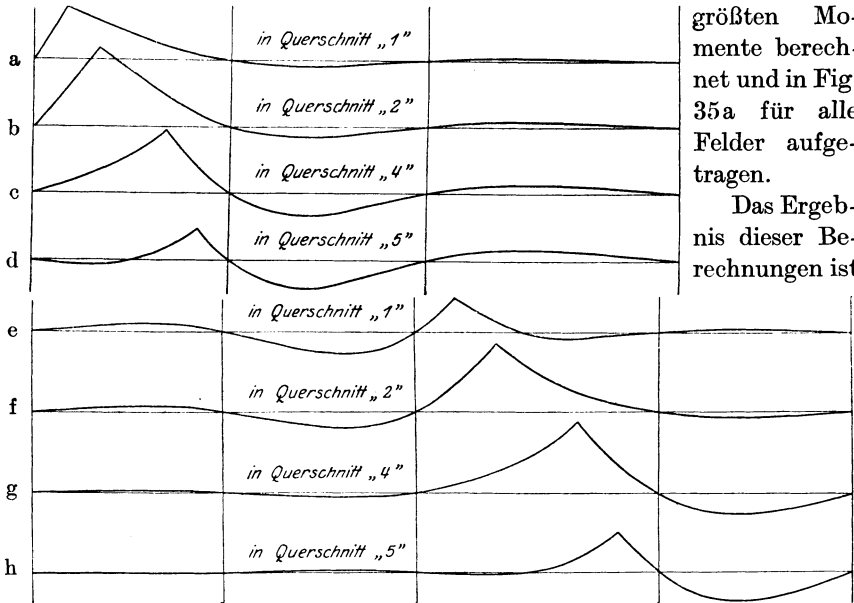
$$J_n = \frac{170 \cdot 49^3}{3} - \frac{120 \cdot 27^3}{3} + 10 \cdot 125 \cdot 103^2 = 21\,860\,000 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{19115000 \cdot 49,0}{21\,860\,000} = 42,8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{10 \cdot 19115000 \cdot 113}{21\,860\,000} = 988 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur genauen Ermittlung des Verlaufs der größten Momente wurden noch in den beiden Feldern die Einflußlinien für vier Querschnitte 1, 2, 4 und 5 außer den vorher bereits gezeichneten dargestellt. (Für das

erste und dritte Feld in Fig. 34a—h.) Mit Hilfe des Belastungs-
schemas wurden die in den Querschnitten 1, 2, 3, 4 und 5 entstehenden



größten Mo-
mente berech-
net und in Fig.
35a für alle
Felder aufge-
tragen.

Das Ergeb-
nis dieser Be-
rechnungen ist

Fig. 34 a bis h. Einflußlinien für die Momente in verschiedenen Querschnitten.
(1. Feld: a bis d; 3. Feld: e bis h.)

in beistehender Zusammenstellung ersichtlich. Die ermittelten Größt-
und Kleinstwerte der Momente sind hervorgehoben; die zeichnerische
Zusammenstellung der Ergebnisse findet sich in Fig. 35a und b.

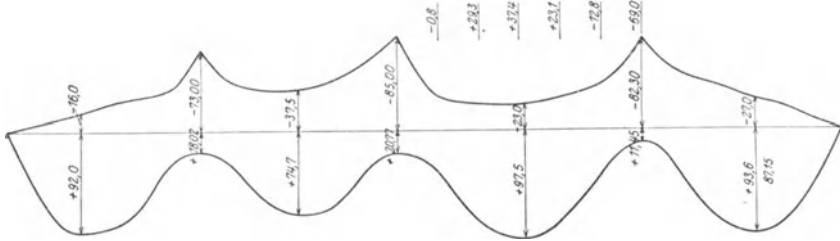


Fig. 35 a. Größtmomente infolge Verkehrsbelastung.

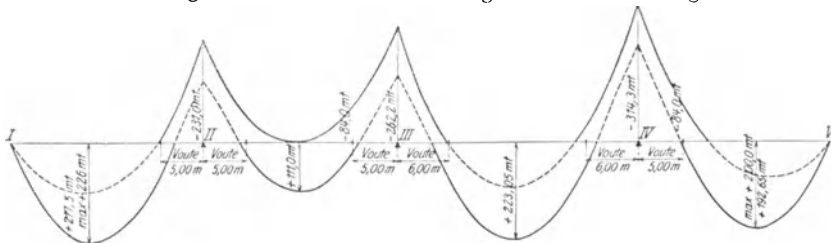


Fig. 35 b. Verlauf der Momente.

Zusammenstellung der Momente und Ermittlung der größten Momente. (Hierzu Fig. 34 a u. b.)

Feld-Querschnitt		Erstes Feld (Endfeld)						
I (Stütze)		1	2	3	4	5		
Verkehrs- moment	pos.	0,0	+ 60,05	+ 90,50	+ 88,00	+ 71,65	+ 33,20	
	mt neg.	0,0	- 7,13	- 13,94	- 22,89	- 29,80	- 37,10	
$g = 3,36 \text{ t/m}$								
Eigengewichts- moment		0,0	+ 86,40	+127,00	+124,30	+ 78,00	- 16,80	
Max. Größt Momente pos.		± 0,0	+ 146,45	+217,50	+212,30	+149,65	+ 16,40	
	Kleinst neg.	± 0,0	+ 79,27	+113,06	+101,41	+ 48,20	- 53,90	
Feld-Querschnitt		Zweites Feld (kl. Mittelfeld)						
II (Stütze)		1	2	3	4	5		
Verkehrs- moment	pos.	+ 18,02	+ 31,64	+ 62,10	+ 74,70	+ 68,40	+ 37,19	
	mt neg.	- 73,00	- 43,80	- 37,24	- 37,50	- 45,65	- 61,53	
$g = 3,36 \text{ t/m}$								
Eigengewichts- moment		-158,00	- 50,80	+ 17,13	+ 36,30	+ 11,10	- 60,20	
Max. Größt Momente pos.		-139,98	- 19,16	+ 79,23	+111,00	+ 79,50	- 23,01	
	Kleinst neg.	-231,00	- 94,60	- 20,11	- 1,20	- 34,55	-121,73	
Feld-Querschnitt		Drittes Feld (gr. Mittelfeld)						
III (Stütze)		1	2	3	4	5		
Verkehrs- moment	pos.	+ 20,77	+ 37,95	+ 82,20	+ 97,25	+ 81,63	+ 38,72	
	mt neg.	- 85,00	- 30,30	- 23,95	- 22,37	- 29,10	- 41,55	
$g = 3,36 \text{ t/m}$								
Eigengewichts- moment		-177,20	- 2,69	+ 98,50	+125,80	+ 77,50	- 43,00	
Max. Größt Momente pos.		-156,43	+ 35,26	+180,70	+223,05	+159,33	- 4,28	
	Kleinst neg.	-262,20	- 32,99	+ 74,55	+103,43	+ 48,60	- 84,55	
Feld-Querschnitt		Viertes Feld (Endfeld)						
IV (Stütze)		1	2	3	4	5	V (Stütze)	
Verkehrs- moment	pos.	+ 11,45	+ 34,15	+ 72,60	+ 91,55	+ 88,85	+ 59,60	0,0
	mt neg.	- 82,30	- 53,60	- 42,25	- 31,03	- 23,15	- 11,18	0,0
$g = 3,36 \text{ t/m}$								
Eigengewichts- moment		-232,00	- 81,00	+ 25,50	+ 87,00	+103,80	+ 76,60	0,0
Max. Größt Momente pos.		-220,55	- 46,85	+ 98,10	+178,55	+192,65	+136,20	± 0,0
	Kleinst neg.	-314,30	-134,60	- 16,75	+ 55,97	+ 80,65	+ 65,42	∓ 0,0

c) Bemessung der charakteristischen Querschnitte.

Für das größte positive Moment in Querschnitt „3“ des dritten Feldes: $M_{\max} = + 223,05 \text{ mt}$.

$$B = 170 \text{ cm}, \quad d = 22 \text{ cm}, \quad (F_e = 143,13 \text{ cm}^2),$$

$$h' = h - a = 170 - 9 = 161 \text{ cm}, \quad n = 10,$$

$$x = \frac{\frac{22^2 \cdot 170}{2} + 10 \cdot 161 \cdot 143,13}{22 \cdot 170 + 10 \cdot 143,13} = 52,7 \text{ cm},$$

$$J_n = \frac{170 \cdot 57,7^3}{3} - \frac{120 \cdot 30,7^3}{3} + 10 \cdot 125 \cdot 108,3^2 = 22\,640\,000 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{22\,305\,000 \cdot 52,7}{22\,640\,000} = 51,9 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{22\,305\,000 \cdot 108,3}{22\,640\,000} = 1065 \text{ kg/cm}^2.$$

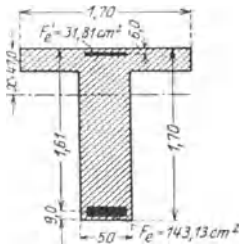


Fig. 35 c.

Da σ_{bd} vorher zu groß wird, wird $h = 175 \text{ cm}$ gewählt.

Ferner ist:

$$B = 170 \text{ cm}; \quad d = 22 \text{ cm}; \quad F_e = 143,13 \text{ cm}^2;$$

$$F'_e = 31,81 \text{ cm}^2; \quad n = 10.$$

Nach Gleichung (31), Bd. I, ergibt sich unter Berücksichtigung des Betondruckquerschnittes im Steg und der Druckbewehrung (Fig. 35 c)

$$x = \frac{(B - b)d + n(F_e + F'_e)}{b} - \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{[(B - b)d^2 + 2n(F'_e a' + F_e h') \cdot b]}{[nF_e + (B - b)d + nF'_e]^2}} \right] = 47 \text{ cm}.$$

Setzt man die Werte ein, so wird:

$$J_n = \frac{170 \cdot 47^3}{3} - \frac{120 \cdot 25^3}{3} + 10 \cdot 143,13 \cdot 114^2 + 10 \cdot 31 \cdot 81 \cdot 4^2 = 29\,196\,000 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{22\,305\,000 \cdot 47,0}{29\,196\,000} = 36,0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{22\,305\,000 \cdot 114}{29\,196\,000} = 872 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen wird nach Gleichung (32) Bd. I für $n' = 0,5$ und $n = 7$

$$x = \frac{Bd - bd + n'b'h + nF_e}{b(n' - 1)} - \left(1 - \sqrt{1 - \frac{[Bd^2 - bd^2 + nbh^2 + 2nF_e h'] \cdot (n' - 1) b}{(n \cdot F_e + Bd - bd + n'b'h)^2}} \right) = 67,0 \text{ cm},$$

$$J_n = \frac{Bx^3}{3} - \frac{(B - b)(x - d)^3}{3} + \frac{n'b(h - x)^3}{3} + F_e(h - a - x)^2$$

$$= \frac{160 \cdot 67^3}{3} - \frac{(160 - 50) \cdot (67 - 22)^3}{3} + \frac{0,5 \cdot 50 (175 - 67)^3}{3}$$

$$+ 7 \cdot 143,13 (175 - 9 - 67)^2, \quad J_n = 32970000 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{J_n} = \frac{22305000 \cdot 67,0}{32970000} = 45,4 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = n \cdot \frac{M \cdot (h' - x)}{J_n} = 7 \cdot \frac{22305000 \cdot (166 - 67)}{32970000} = 469 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{bz} = n' \cdot \frac{M(h - x)}{J_n} = 0,5 \cdot \frac{22305000 (175 - 67)}{32970000} = 36,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Die errechnete Betonzugspannung von 36,6 kg/cm² ergibt ungefähr eine einfache Sicherheit. Risse sind sonach rechnungsmäßig nicht zu erwarten.

Für das größte Stützmoment über der Stütze IV ist $M_{\max} = -314,30 \text{ m}$.

Die Höhe des Querschnittes, die durch die Voute auf 230 cm verstärkt wird, genügt nicht. Deshalb wird noch eine Verstärkung des Steges durch eine Platte in nebenstehender Weise (Fig. 35d) angeordnet.

Es wird dann nach Gleichung (31), Bd. I:

$$x = \frac{(B - b)d + n(F'_e + F_e)}{b} - \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{[(B - b)d^2 + 2n(F'_e a' + F_e h')] b}{(nF_e + (B - b)d + nF_e)^2}} \right) = 61,2 \text{ cm},$$

$$J_n = \frac{170 \cdot 61,2^3}{3} - \frac{120 \cdot 41,2^3}{3} + 10 \cdot 143 \cdot 13 \cdot 159 \cdot 8^2 + 10 \cdot 19,24 \cdot 55,2^2$$

$$= 47180000 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{31430000 \cdot 61,2}{47188000} = 40,8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{31430000 \cdot 159,8}{47188000} = 1064 \text{ kg/cm}^2,$$

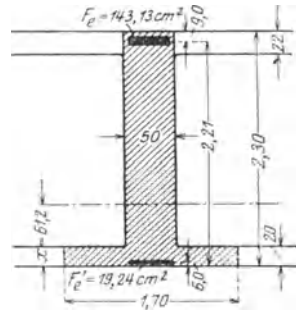


Fig. 35 d.

Der Querschnitt (Fig. 35e) über der dritten Stütze hat $M_{\max} = -262,20$ mt aufzunehmen.

$$F_e = \frac{6M}{5h' \cdot \sigma_e} = \frac{6 \cdot 26220000}{5 \cdot 221 \cdot 1200} = 118,5 \text{ cm.}$$

Nach Gleichung (33), Bd. I, wird:

$$x = \frac{120 \cdot 20 + 10 \cdot 118}{50} - \left(1 + \sqrt{1 + \frac{(120 \cdot 20^2 + 2 \cdot 10 \cdot 118 \cdot 221) \cdot 50}{(11800 + 2400)^2}} \right)$$

$$= 53,7 \text{ cm,}$$

$$J_n = \frac{170 \cdot 53,7^3}{3} - \frac{120 \cdot 33,7^3}{3} + 10 \cdot 118 \cdot 167 \cdot 3^2 = 40250000 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{26220000 \cdot 53,7}{40250000} = 35,0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{26220000 \cdot 167,3}{40250000} = 1090 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Querschnitt über der zweiten Stütze erhält für $M_{\max} = -231,00$ mt und denselben Betonquerschnitt wie oben, einen Eisenquerschnitt:

$$F_e = \frac{6 \cdot 23100000}{5 \cdot 221 \cdot 1200} = 105 \text{ cm}^2.$$

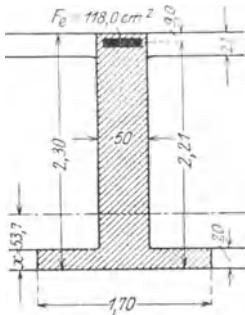


Fig. 35e.

Beim Voutenanfang links von Stütze III berechnet man für $M = -84$ mt bei einer Höhe $h = 150$ cm und $b = 50$ cm einen Eisenquerschnitt oben $F_e = 63,62$ cm².

In derselben Weise, wie es für das dritte Feld vorstehend gezeigt wurde, erfolgte die Berechnung für die anderen Felder. Entsprechend den Momenten wurden die Querschnitte für Beton und Eisen verringert.

d) Ermittlung der Querkraftlinie für das dritte Feld.

Ermittlung der Einflußlinie für die Querkraft:

Die Querkraft Q setzt sich zusammen aus der Querkraft \mathcal{Q} für den einfachen, frei aufliegenden Balken und einem Zusatzglied.

$$Q = \mathcal{Q} + \frac{M_r - M_l}{l} = \mathcal{Q} + \frac{M_r}{l} - \frac{M_l}{l};$$

M_r und M_l werden mit ihrem Vorzeichen eingesetzt. Ist $M_l > M_r$ (Fig. 36a), so wird $(M_r - M_l)$ negativ und dementsprechend $Q < \mathcal{Q}$. Ist $M_r > M_l$, so wird die Zusatzquerkraft aus dem Restmoment positiv.

In nachstehender Zusammenstellung ermitteln wir nun die Werte $\frac{M_l}{l}$ und $\frac{M_r}{l}$ und mit der Differenz beider Werte die zu Ω hinzukommenden Zusatzkräfte. Wir entnehmen dabei die Werte für M_l aus Fig. 32c und diejenigen für M_r aus Fig. 32d.

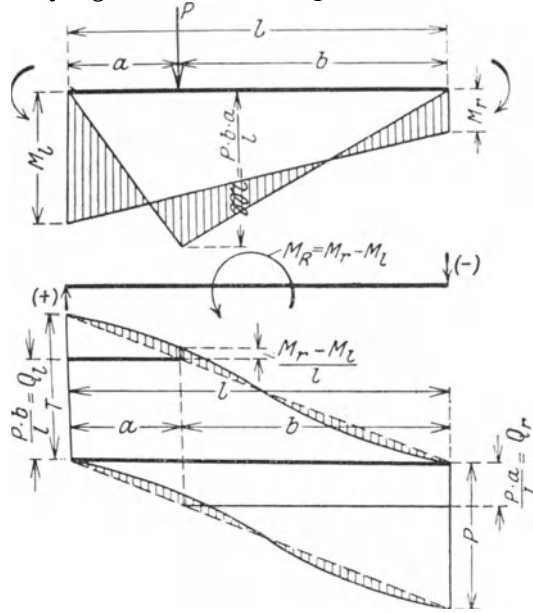


Fig. 36 a.

Im 3. Feld ergeben sich für $l = 28,0$ m:

Laststellung	Stütze III	1	2	3	4	5	Stütze IV
$M_l = \text{Mom. über Stütze III}$	0,00	-2,00	-2,70	-2,55	-1,82	-0,85	0,00
$M_r = \text{Mom. über Stütze IV}$	0,00	-0,63	-1,51	-2,20	-2,34	-1,76	0,00
$\frac{M_l}{l}$	0,00	-0,072	-0,098	-0,091	-0,065	-0,030	0,00
$\frac{M_r}{l}$	0,00	-0,023	-0,054	-0,079	-0,084	-0,063	0,00
$\frac{M_r - M_l}{l}$	0,00	+0,049	+0,044	+0,012	-0,019	-0,033	0,00

In derselben Weise werden die Werte $\frac{M_r - M_l}{l}$ auch für die anderen Felder gebildet.

In Fig. 36b ist die Einflußlinie für Q für Querschnitte innerhalb des 3. Feldes aufgetragen.

Mit Hilfe des Belastungsschemas ergeben sich nachstehende Größtwerte für die Querkräfte.

Für den Querschnitt rechts der Stütze *III* (Fig. 36 b)

$$+ Q_{\max} = + [10 \cdot 1,0 + 7,1 \cdot 0,94 + 1,0 (0,89 + 0,84 + 0,79 + 0,735 + 0,675 + 0,62 + 0,55 + 1,565 + 0,68) + 0,72] = + 25,43 \text{ t.}$$

$$- Q_{\max} = - [10 \cdot 0,095 + 7,1 \cdot 0,094 + 1,0 (0,3 + 0,34) + 0,25] = - 2,51 \text{ t.}$$

Für Querschnitt „1“:

$$+ Q_{\max} = + [10 \cdot 0,88 + 7,1 \cdot 0,78 + 1,0 (0,72 + 0,665 + 0,61 + 0,54 + 1,23 + 0,92 + 0,72)] = + 19,745 \text{ t.}$$

$$- Q_{\max} = - [10 \cdot 0,095 + 7,1 \cdot 0,094 + 1,0 (0,3 + 0,34 + 0,25 + 0,18)] = - 2,69 \text{ t.}$$

Für Querschnitt „2“:

$$+ Q_{\max} = + [10 \cdot 0,71 + 7,1 \cdot 0,593 + 1,0 (1,4 + 1,21 + 0,72)] = + 14,63 \text{ t.}$$

$$- Q_{\max} = - [10 \cdot 0,29 + 7,1 \cdot 0,185 + 1,0 (0,29 + 0,94 + 0,25)] = - 5,69 \text{ t.}$$

Für Querschnitt „3“:

$$+ Q_{\max} = + [10 \cdot 0,513 + 7,1 \cdot 0,39 + 1,0 (1,165 + 0,72)] = + 9,785 \text{ t.}$$

$$- Q_{\max} = - [10 \cdot 0,485 + 7,1 \cdot 0,37 + 1,0 (1,06 + 0,94 + 0,25)] = - 9,73 \text{ t.}$$

Für Querschnitt „4“:

$$+ Q_{\max} = + [10 \cdot 0,31 + 7,1 \cdot 0,196 + 1,0 (0,304 + 0,72)] = + 5,514 \text{ t.}$$

$$- Q_{\max} = - [10 \cdot 0,69 + 7,1 \cdot 0,575 + 1,0 (1,33 + 1,14 + 0,94 + 0,25)] = - 14,64 \text{ t.}$$

Für Querschnitt „5“:

$$+ Q_{\max} = + [10 \cdot 0,125 + 7,1 \cdot 0,045 + 1,0 (0,015 + 0,72)] = + 2,305 \text{ t.}$$

$$- Q_{\max} = - [10 \cdot 0,87 + 7,1 \cdot 0,77 + 1,0 (0,71 + 0,65 + 0,59 + 0,52 + 1,17 + 0,87 + 0,94 + 0,25)] = - 19,86 \text{ t.}$$

Für den Querschnitt links der Stütze *IV*:

$$+ Q_{\max} = + [10 \cdot 0,075 + 7,1 \cdot 0,075 + 1,0 (0,182 + 0,325)] = + 1,787 \text{ t.}$$

$$- Q_{\max} = - [10 \cdot 1,0 + 7,1 \cdot 0,925 + 1,0 (1,71 + 1,49 + 1,25 + 0,99 + 1,02 + 0,64 + 0,94 + 0,25)] = - 24,85 \text{ t.}$$

Die Querkräfte infolge des Eigengewichtes:

Für den Querschnitt rechts der Stütze *III* wird:

$$Q_g = \frac{g \cdot l}{2} = \frac{3,36 \cdot 28,0}{2} = 47,0 \text{ t,}$$

$$M_r = 3,36 (-69,0) = -232,0 \text{ mt (siehe Fig. 33 i),}$$

$$M_l = 3,36 (-52,8) = -177,2 \text{ mt}$$

$$M_r - M_l = 55,8 \text{ mt; } \frac{M_r - M_l}{l} = -\frac{55,8}{28} = -1,99 \cong -2,0,$$

$$Q_g = 47,0 + (-2,0) = 45,0 \text{ t.}$$

Die Querkraftlinie für totale Belastung im 3. Felde ist in Fig. 36 c eingetragen, durch einfache Addition der Querkräfte für Eigengewicht und derjenigen aus der Verkehrsbelastung.

e) Berechnung der Schubspannungen und der schrägen Eisen.

$$\tau_{\max} = \frac{Q}{\left(b \cdot h' - \frac{d}{3}\right)},$$

somit wird am linken Auflager:

$$\tau_{\text{III}} = \frac{70430}{50 \cdot \left(221 - \frac{50}{3}\right)} = 6,9 \text{ kg/cm}^2,$$

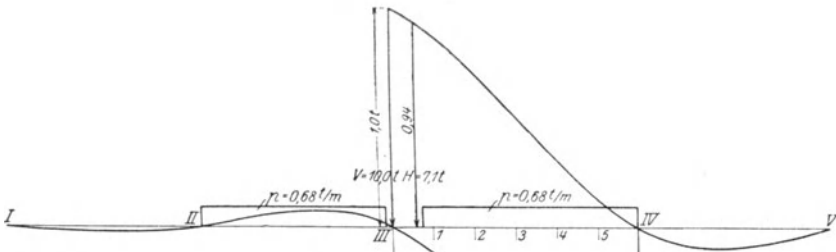


Fig. 36 b. Einflußlinie für die Querkräfte im 3. Feld.



Fig. 36 c. Querkräfte im 3. Feld bei Gesamtbelastung.

am rechten Auflager:

$$\tau_{\text{IV}} = \frac{73850}{50 \cdot \left(221 - \frac{50}{3}\right)} = 7,24 \text{ kg/qcm.}$$

Rechnet man die Schubspannungen mit dem vorher ermittelten x , so ist

$$\tau_{\max} = \frac{Q}{b \cdot \left(h' - \frac{x}{3}\right)}.$$

Am linken Auflager (Querschnitt Fig. 35 d mit $x = 61,2$ cm):

$$\tau_{\text{III}} = \frac{70430}{50 \cdot 230 - 9 - \frac{61,2}{3}} = 7,04 \text{ kg/cm}^2,$$

am rechten Auflager (Querschnitt Fig. 35 d mit $x = 53,7$ cm)

$$\tau_{\text{IV}} = \frac{73850}{50 \cdot \left(230 - 9 - \frac{53,7}{3}\right)} = 7,28 \text{ kg/cm}^2.$$

Man ersieht hieraus, daß man mit $M = \frac{d}{3}$ den genauen Werten recht nahe kommende Ergebnisse erzielt.

Da für die Schubspannung das Maß von $4,5 \text{ kg/cm}^2$ als zulässig angenommen wird, so sind die aus den Schubkräften entstehenden schrägen Zugspannungen durch Eisen aufzunehmen. Die schräge Zugkraft berechnet sich

$$Z = \frac{Q}{h_{zD} \cdot \sqrt{2}}; \quad h_{zD} = h' - \frac{x}{3}.$$

Für $h = 175$ cm ergibt sich $h_{zD} = 175 - 9 - \frac{54}{3} = 148$ cm.

Am linken Trägerteil ist (Fig. 36 c)

$$Q_{\text{III}} = \frac{70430 \cdot 1590}{2} = 56000000 \text{ kg.}$$

Am rechten Trägerteil:

$$Q_{\text{IV}} = \frac{73850 \cdot 1680}{2} = 62000000 \text{ kg.}$$

Es wird demnach:

$$Z_{\text{III}} = \frac{56000000}{148 \cdot \sqrt{2}} = 267000 \text{ kg,}$$

$$Z_{\text{IV}} = \frac{62000000}{148 \cdot \sqrt{2}} = 296000 \text{ kg.}$$

Der in dem ausgeführten Entwurf vorhandene Querschnitt der schrägen Eisen (15×26 ; $F_e = 79,65 \text{ cm}^2$) würde zur Aufnahme der schiefen Hauptzugspannungen nicht genügen, wenn die gesamten Schubkräfte dem Eisen übertragen werden. Bei einer als zulässig angenommenen Schubspannung von $\tau = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ ist die Querkraft Q_b , bei der diese erreicht werden: $Q_b = \tau_{\text{zul.}} \cdot 6 h_{zD} = 4,5 \cdot 50 \cdot 148 = 33000 \text{ kg}$.

Zieht man Q_b von den gesamten Querkraften ab, so erhält man:

$$Q_{\text{III}} = \frac{(70430 - 33300) 840}{2} = 15600000 \text{ kg (rechter Trägerteil),}$$

$$Q_{\text{IV}} = \frac{(73850 - 33300) 925}{2} = 18750000 \text{ kg (linker Trägerteil).}$$

Daraus ergeben sich die Mittelkräfte der schiefen Zugkräfte:

$$Z_{III} = \frac{15\,600\,000}{148 \cdot \sqrt{2}} = 74\,500 \text{ kg}; \quad III\sigma_e = \frac{74\,500}{79,65} = 935 \text{ kg/cm}^2,$$

$$Z_{IV} = \frac{18\,750\,000}{148 \cdot \sqrt{2}} = 89\,500 \text{ kg}; \quad IV\sigma_e = \frac{89\,500}{79,65} = 1123 \text{ kg/cm}^2.$$

In diesem Falle genügen die vorhandenen schrägen Eisen. Hierzu kommen noch kräftige Bügel, die den Widerstand gegen Schub vergrößern.

f) Ermittlung der Stützendrücke.

Die Stützendrücke setzen sich zusammen aus den Auflagerdrücken der zwei einfachen Balken und den Zusätzen, herrührend von den Stützenmomenten (ähnlich wie bei den Querkräften):

$$C_r = C_{or} + \frac{M_{r-1} - M_r}{l_r} + \frac{M_{r+1} - M_r}{l_{r+1}}.$$

Aus den Fig. 33c—a werden die Stützenmomente zusammengetragen und daraus die einzelnen Zusatzglieder berechnet.

Die mit Hilfe des Belastungsschemas aus der Einflußlinie in Fig. 36d ermittelten Größtwerte der Stützendrücke für das zweite und dritte Feld sind in beifolgender Zusammenstellung enthalten.

Feldquerschnitt	Zweites Feld				
	1	2	3	4	5
M_I	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M_{II}	-1,28	-1,90	-1,92	-1,30	-0,62
M_{III}	-0,52	-1,08	-1,42	-1,55	-1,19
M_{IV}	+0,20	+0,42	+0,48	+0,50	+0,36
M_V	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$M_I - M_{II}$	+1,28	+1,90	+1,92	+1,30	+0,62
$\frac{M_I - M_{II}}{l_1} (l_1 = 22)$.	+0,058	+0,086	+0,087	+0,059	+0,028
$M_{II} - M_{III}$	-0,76	-0,82	-0,50	+0,25	+0,57
$\frac{M_{II} - M_{III}}{l_2} (l_2 = 22)$	-0,035	-0,037	-0,023	+0,011	+0,026
$M_{III} - M_{IV}$	-0,72	-1,50	-1,90	-2,05	-1,55
$\frac{M_{III} - M_{IV}}{l_3} (l_3 = 28)$	-0,026	-0,054	-0,068	-0,073	-0,056
$M_{IV} - M_V$	+0,20	+0,42	+0,48	+0,50	+0,36
$\frac{M_{IV} - M_V}{l_4} (l_4 = 22)$.	+0,009	+0,019	+0,022	+0,023	+0,016

Feldquerschnitt	Drittes Feld				
	1	2	3	4	5
M_I	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M_{II}	+0,52	+0,73	+0,68	+0,47	+0,21
M_{III}	-2,00	-2,75	-2,55	-1,82	-0,85
M_{IV}	-0,63	-1,51	-2,20	-2,34	-1,76
M_V	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$M_I - M_{II}$	-0,52	-0,73	-0,68	-0,47	-0,21
$\frac{M_I - M_{II}}{l_1}$	-0,024	-0,033	-0,031	-0,021	-0,010
$M_{II} - M_{III}$	+2,52	+3,48	+3,23	+2,29	+1,06
$\frac{M_{II} - M_{III}}{l_2}$	+0,115	+0,158	+0,147	+0,104	+0,048
$M_{III} - M_{IV}$	-1,37	-1,24	-0,35	-0,52	-0,91
$\frac{M_{III} - M_{IV}}{l_3}$	-0,049	-0,044	-0,012	-0,019	-0,033
$M_{IV} - M_V$	-0,63	-1,51	-2,20	-2,34	-1,76
$\frac{M_{IV} - M_V}{l_4}$	-0,029	-0,069	-0,100	-0,106	-0,080

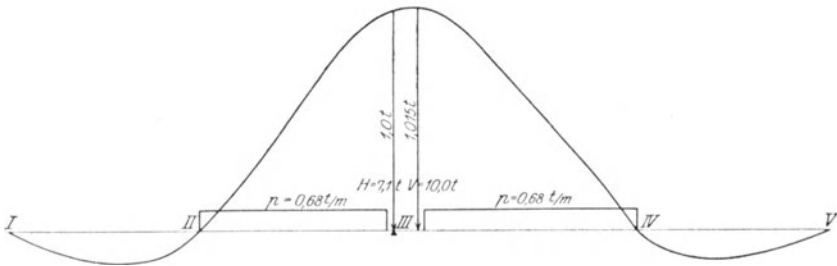


Fig. 36 d.

Für die dritte Stütze wird:

$$C_{III} = \mathcal{C}_{III} + \frac{M_{II} - M_{III}}{l_2} + \frac{M_{IV} - M_{III}}{l_3}.$$

Für Stütze III (Fig. 36d) wird der maximale Stützendruck infolge Verkehrsbelastung:

$$\begin{aligned} \text{pos. } C_{\max} &= + [10,0 \cdot 1,015 + 7,1 \cdot 1,00 + 1,0 \cdot (1,982 + 1,83 + 1,60 + \\ &\quad + 1,91 + 1,64 \cdot 0,514 + 1,915 + 1,712 + 2,020 + 1,98)] \\ &= + 34,353 \text{ t.} \end{aligned}$$

$$\text{neg. } C_{\max} = - [10,0 \cdot 0,147 + 7,1 \cdot 0,146 + 1,0 \cdot (1,05 + 1,29)] = 4,85 \text{ t.}$$

Die Stützendrücke infolge Eigengewicht ergeben sich ähnlich für $g = 3,36 \text{ t/m}$ z. B. bei Stütze *III*:

$$C_g = g \cdot \frac{l_2 + l_3}{2} + \frac{M_{II} - M_{III}}{l_2} + \frac{M_{IV} - M_{III}}{l_3}$$

$$C = 3,36 \cdot \frac{22,0 + 28,0}{2} + \frac{(-47,0) - (-52,8)}{22,0} +$$

$$+ \frac{(-69,0) - (-52,8)}{28,0} = 84,043 \text{ t.}$$

Die Größtwerte der Stützendrücke bei Totalbelastung ergeben sich für alle 5 Stützen auf demselben Wege wie folgt:

Stütze *I*: $C_I = +20,805 + 34,86 = 55,665 \cong 56,0 \text{ t.}$

Stütze *II*: $C_{II} = +32,774 + 75,876 = 108,650 \cong 109,0 \text{ t.}$

Stütze *III*: $C_{III} = +34,353 + 84,043 = 118,396 \cong 118,5 \text{ t.}$

Stütze *IV*: $C_{IV} = +34,03 + 87,361 = 121,391 \cong 121,5 \text{ t.}$

Stütze *V*: $C_V = +20,630 + 33,860 = 54,490 \cong 54,5 \text{ t.}$

2. Fall. Berechnung der Balkenbrücke als Gerberträger.

Zum Vergleich möge hier die im vorhergehenden als durchlaufender Träger behandelte Balkenbrücke nachstehend als statisch bestimmte

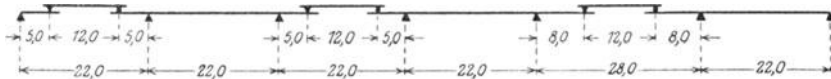


Fig. 37 a.

Konstruktion, als Gerberträger, betrachtet werden, wie sie ausgeführt wurde (Fig. 37 a).

Die Eigengewichts- und Verkehrslasten sind dieselben wie im Fall 1.

Wir betrachten den mittleren Kragträger von 22,0 m Spannweite mit den 5 m bzw. 8 m ausladenden Kragarmen und den 12,0 m weiten beiderseits eingehängten, frei aufliegenden Trägern.

Vorerst zeichnen wir in bekannter Weise die Einflußlinien für die Momente und Querkräfte einiger charakteristischer Querschnitte (Fig. 37 b—g). Die Einflußlinien erhält man wie beim frei aufliegenden Träger, indem die schrägen geraden jeweils bis zum Schnitt verlängert werden.

a) Ermittlung der Momente.

Infolge der ständigen, gleichmäßig verteilten Last $g = 3,36 \text{ t/ldm}$ erhält man den Auflagerdruck der eingehängten Träger ($l = 12,0 \text{ m}$) (Fig. 37 h).

$$K_1 = K_2 = \frac{g \cdot l}{2} = \frac{3,36 \cdot 12}{2} = 20,16 \text{ t.}$$

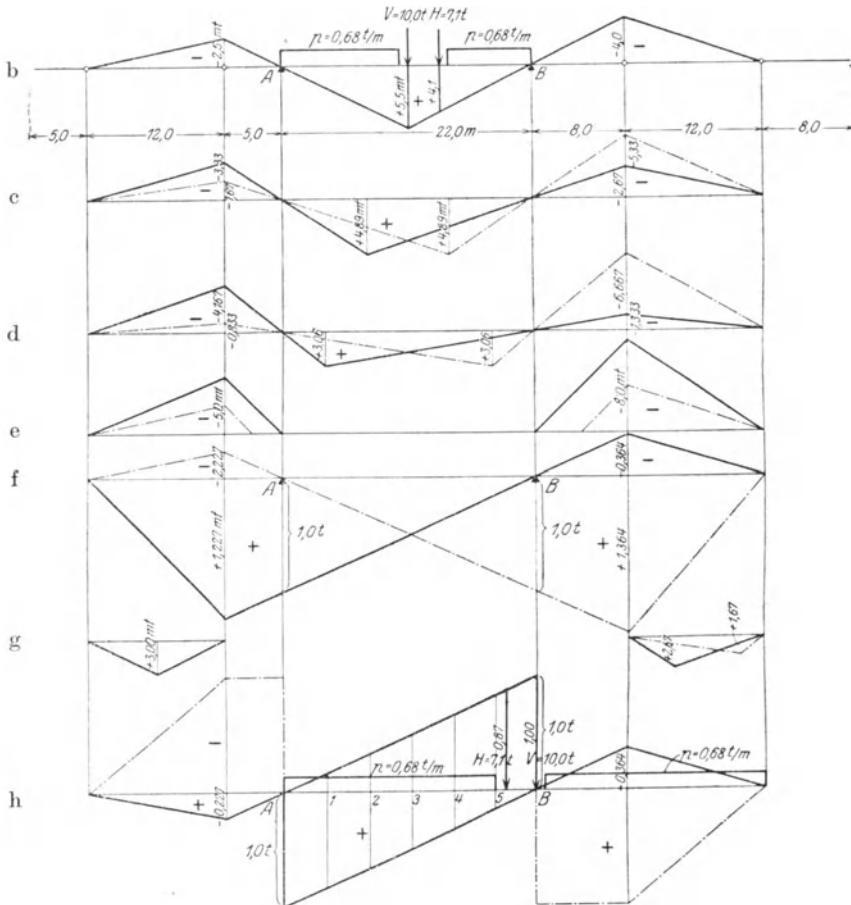


Fig. 37 b bis h. Einflußlinien für den Gerberträger.
b bis e = Momente. f = Stützendrücke. g = Querkräfte.

Momente über der Stütze A:

$$M_A = \frac{3,36 \cdot 5,0^2}{2} + 20,16 \cdot 5,0 = -142,80 \text{ mt.}$$

Momente über der Stütze B:

$$M_B = \frac{3,36 \cdot 8,0^2}{2} + 20,16 \cdot 8,0 = -268,78 \text{ mt.}$$

Moment der frei aufliegenden Träger in Trägermitte ($l=22,0\text{ m}$).

$$M = \frac{g l^2}{8} = \frac{3,36 \cdot 22,0^2}{8} = +203,27 \text{ mt.}$$

Moment der eingehängten Träger in Trägermitte ($l = 12,0\text{ m}$)

$$\mathfrak{M} = \frac{g l^2}{8} = \frac{3,36 \cdot 12,0^2}{8} = +60,5 \text{ mt.}$$

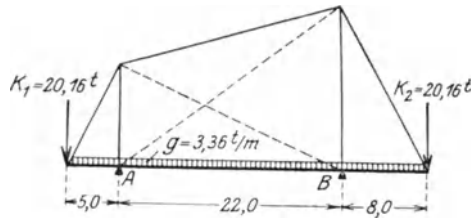


Fig. 37 i.

Das Moment in Mitte des Kragträgers ergibt sich wie folgt:

$$M_3 = M_A + \frac{M_B - M_A}{2} - \mathfrak{M} = (-142,8) + \frac{(-268,78) - (-142,80)}{2} - (+203,37) = -2,52 \text{ mt.}$$

Wir erhalten diesen Wert auch aus der Einflußlinie für den Querschnitt in Kragträgermitte:

$$M_3 = 3,36 \cdot \left[\left(+ \frac{22,0 \cdot 5,5}{2} \right) + \left(- \frac{17 \cdot 2,5}{2} \right) + \left(\frac{20 \cdot 4,0}{2} \right) \right] = -2,52 \text{ mt.}$$

Die Momentenlinie für diese Belastung ist in Fig. 38 a aufgetragen.

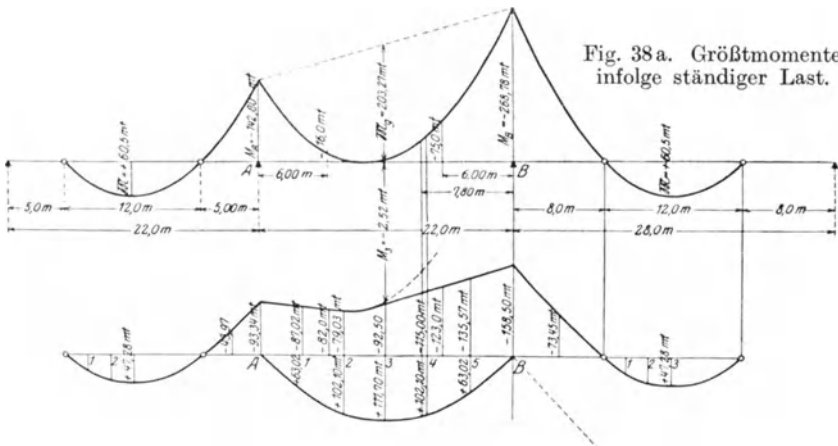


Fig. 38 b. Größtmomente infolge Verkehrsbelastung.

Momente infolge der Verkehrsbelastung.

Mit Hilfe des Belastungsschemas erhalten wir nachstehend die Größtwerte für die Momente, die in Fig. 38 b aufgetragen sind.

Querschnitt in Trägermitte (Fig. 37 b).

$$\text{pos. } {}_vM_{\max} = + [10,0 \cdot 5,50 + 7,1 \cdot 4,1 + 1,0 \cdot (9,6 \cdot 18,0)] = + 111,7 \text{ mt.}$$

$$\text{neg. } {}_vM_{\max} = - [10,0 \cdot 4,0 + 7,1 \cdot 3,0 + 1,0 \cdot (17,2 + 14,0)] = - 92,5 \text{ mt.}$$

Querschnitt „2“. (Fig. 37 c, ausgezogene Linie!)

$$\text{pos. } {}_vM_{\max} = + [10,0 \cdot 4,89 + 7,1 \cdot 4,00 + 1,0 \cdot 24,8] = + 102,10 \text{ mt.}$$

$$\text{neg. } {}_vM_{\max} = + [10,0 \cdot 3,33 + 7,1 \cdot 2,60 + 1,0 \cdot (10,65 + 16,62)] \\ = - 79,03 \text{ mt.}$$

Querschnitt „4“. (Fig. 37 c, strichpunktierte Linie!)

$$\text{pos. } {}_vM_{\max} = + [10,0 \cdot 4,89 + 7,1 \cdot 4,00 + 1,0 \cdot 24,8] = + 102,10 \text{ mt.}$$

$$\text{neg. } {}_vM_{\max} = - [10,0 \cdot 5,33 + 7,1 \cdot 4,15 + 1,0 \cdot (22,8 + 9,45)] = - 115,00 \text{ mt.}$$

Ähnlich werden bestimmt in:

Querschnitt „1“ (Fig. 37 d)

$$\text{pos. } {}_vM_{\max} = + 63,02 \text{ mt.}$$

$$\text{neg. } {}_vM_{\max} = - 87,02 \text{ mt.}$$

Querschnitt „5“ (Fig. 37 d)

$$\text{pos. } {}_vM_{\max} = + 63,02 \text{ mt.}$$

$$\text{neg. } {}_vM_{\max} = - 135,57 \text{ mt.}$$

in Querschnitt über der Stütze A (Fig. 37 e, ausgezogene Linie).

$$\text{neg. } {}_vM_{\max} = - 93,34 \text{ mt,}$$

in Querschnitt über der Stütze B (Fig. 37 e, ausgezogene Linie)

$$\text{neg. } {}_vM_{\max} = - 158,5 \text{ mt,}$$

Querschnitt in Mitte des linken Kragarmes (Fig. 37 e,
strichpunktierte Linie)

$$\text{neg. } {}_vM_{\max} = - 43,97 \text{ mt,}$$

Querschnitt des rechten Kragarmes (Fig. 37 e,
strichpunktierte Linie)

$$\text{neg. } {}_vM_{\max} = - 73,45 \text{ mt,}$$

in Querschnitt „3“ in Mitte des eingehängten Trägers
(Fig. 37 g, links)

$$\text{pos. } {}_vM_{\max} = + 47,28 \text{ mt,}$$

Querschnitt „2“ des eingehängten Trägers
(Fig. 37 g, rechts, ausgezogene Linie)

$$\text{pos. } {}_vM_{\max} = + 44,28 \text{ mt,}$$

Querschnitt „1“ des eingehängten Trägers
(Fig. 37 g, rechts, strichpunktierte Linie)

$$\text{pos. } {}_vM_{\max} = + 27,66 \text{ mt.}$$

b) Ermittlung der Querkräfte.

Infolge der ständigen Last $g = 3,36 \text{ t/m}$
rechts der Stütze A :

$$Q_r^A = \frac{g \cdot l}{2} = \frac{3,36 \cdot 22,0}{2} = + 36,96 \text{ t,}$$

links der Stütze A :

$$Q_l^A = K_1 - g \cdot a = 20,16 + 3,36 \cdot 5,0 = - 36,96 \text{ t;}$$

links der Stütze B :

$$Q_l^B = Q_r^A = - 36,96 \text{ t,}$$

rechts der Stütze B :

$$Q_r^B = K_2 + g \cdot b = 20,16 + 3,36 \cdot 8,0 = + 47,04 \text{ t.}$$

Für die Verkehrsbelastung ermitteln wir die Querkräfte mit Hilfe der in Fig. 37h gezeichneten Einflußlinien für Querschnitte innerhalb der Stützen A und B wie folgt:

Querschnitt rechts der Stütze A :

$$\text{pos. } vQ_{\max} = + [10,0 \cdot 1,0 + 7,1 \cdot 0,87 + 1,0 \cdot (2,81 + 2,48 + 1,34)] \\ = + 22,81 \text{ t.}$$

$$\text{neg. } vQ_{\max} = - [10,0 \cdot 0,364 + 7,1 \cdot 0,28 + 1,0 \cdot 1,54] = - 7,17 \text{ t.}$$

Die in ähnlicher Weise ermittelten Querkräfte sind in Fig. 8b eingetragen.

Ermittlung der Größtwerte der Stützendrücke.

Infolge ständiger Last:

Stütze A :

$$C_A = g \cdot \left(\frac{22}{2} + 5,0 + \frac{12}{2} \right) = 3,36 \cdot 22,0 = 73,92 \text{ t.}$$

Stütze B :

$$C_B = g \cdot \left(\frac{22}{2} + 8 + \frac{12}{2} \right) = 3,36 \cdot 25,0 = 84,00 \text{ t.}$$

Infolge der Verkehrslast:

Stütze A (Fig. 37f, ausgezogene Linie):

$$\text{pos. } C_{A \max} = + [10,0 \cdot 1,227 + 7,1 \cdot 1,11 + 1,0 \cdot (2,92 + 2,96 + 2,76 \\ + 2,78 + 1,62)] = + 33,20 \text{ t.}$$

$$\text{neg. } C_{A \max} = - [10,0 \cdot 0,364 + 7,1 \cdot 0,28 + 1,0 \cdot 1,54] = - 7,17 \text{ t.}$$

Stütze B (Fig. 37f, strichpunktierte Linie):

$$\text{pos. } C_{B \max} = + [10,0 \cdot 1,364 + 7,1 \cdot 1,23 + 1,0 \cdot (3,28 + 2,68 + 3,12 \\ + 1,62 + 2,78 + 1,62)] = + 37,48 \text{ t.}$$

$$\text{neg. } C_{B \max} = - [10,0 \cdot 0,227 + 7,1 \cdot 0,18 + 1,0 \cdot 0,78] = - 4,54 \text{ t.}$$

Größtwerte der Stützendrücke bei Totalbelastung.

Stütze A:

$$\text{pos. } C_{\max} = 73,92 + 33,20 = 107,12 \cong 107,5 \text{ t.}$$

Stütze B:

$$\text{pos. } C_{\max} = 84,00 + 37,48 = 121,48 \cong 121,5 \text{ t.}$$

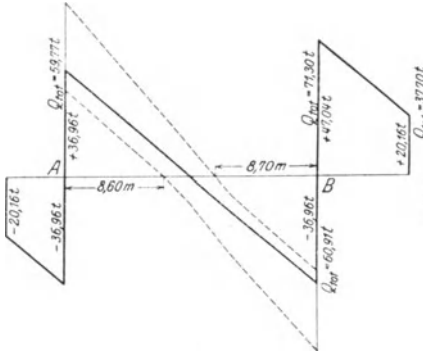


Fig. 38c. Querkräfte infolge ständiger Last.

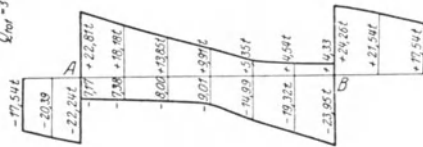


Fig. 38d. Größte Querkräfte infolge Verkehrsbelastung.

e) Bemessung charakterischer Querschnitte und Spannungsnachweise.

Querschnitt in der Nähe der Trägermitte mit dem größten positiven Moment.

Wir legen der Berechnung ein positives Moment zugrunde, das rund dem Größtmoment aus der Verkehrsbelastung gleichkommt, da das Moment infolge ständiger Last nahezu gleich Null wird (siehe Fig. 38 b):

$$\text{pos. } M_{\max} = 111,7 \cong 112 \text{ mt.}$$

$$F_e = \frac{6 \cdot M}{5 \cdot h' \cdot \sigma_e} = \frac{6 \cdot 1120000}{5 \cdot 162,4 \cdot 1200} = 69 \text{ gewählt: } F_e = 76,97 \text{ cm}^2.$$

Für den nebenstehenden Querschnitt (Fig. 38 e) ergibt sich:

$$x = \frac{\frac{22^2 \cdot 170}{2} + 10 \cdot 162,4 \cdot 76,97}{22 \cdot 170 + 10 \cdot 76,97} = 36,9 \text{ cm.}$$

$$J_n = \frac{170 \cdot 36,9^3}{3} - \frac{120 \cdot 14,9^3}{3} + 10 \cdot 76,97 \cdot 125,5^2 = 14808000 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bd} = \frac{11200000 \cdot 36,9}{14808000} = 27,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{11200000 \cdot (162,4 - 36,9)}{14808000} = 950 \text{ kg/cm}^2.$$

Für das negative Moment:

$$\text{neg. } M_{\max} = (-2,52) + (-92,50) = -95,02 \text{ mt}$$

ist
$$F_e = \frac{6 \cdot 9502000}{5 \cdot 164 \cdot 1200} = 63,62 \text{ cm}^2 \text{ gewählt.}$$

Es wird nach Fig. 38 f

$$x = \frac{10 \cdot 63,62}{50} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 164 \cdot 50}{10 \cdot 63,62}} \right) = 53,1 \text{ cm.}$$

$$J_n = \frac{50 \cdot 53,1^3}{3} + 10 \cdot 63,62 \cdot 110,9^2 = 10300000 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bd} = \frac{9502000 \cdot 53,1}{10300000} = 49,1 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{9502000 \cdot 110,9}{10300000} = 1020 \text{ kg/cm}^2.$$

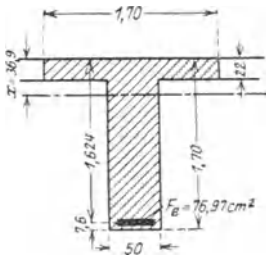


Fig. 38 e.

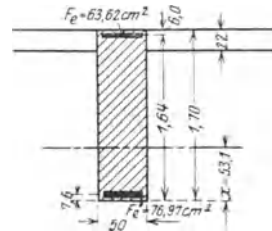


Fig. 38 f.

Unter Berücksichtigung der Druckbewehrung erhalten wir nachstehende Spannungen:

$$x = \frac{n \cdot (F_e + F'_e)}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot [F'_e a' + F_e (h - a)]}{n \cdot (F_e + F'_e)^2}} \right) = 43,9 \text{ cm.}$$

$$J_n = \frac{50 \cdot 43,9^3}{3} + 10 \cdot 63 \cdot 2 \cdot 100,1^2 + 10 \cdot 76,97 \cdot 36,3^2 = 11593000 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bd} = \frac{9502000 \cdot 43,9}{11593000} = 37,1 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{9502000 \cdot (164 - 43,9)}{11593000} = 985 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{9502000 \cdot (43,9 - 7,6)}{11593000} = 293 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir sehen daraus, daß die Druckbewehrung nicht wirtschaftlich ist, da σ_{ed} sehr gering ist. Durch einen entsprechend besseren Beton mit höherer Festigkeit wird die Druckbewehrung entbehrlich.

Querschnitt über der Stütze *B* mit dem größten negativen Moment.

neg. $M_{\max} = (-268,78) + (-158,50) = -427,28$ mt.

Für nebenstehenden Querschnitt (Fig. 38 g) wird:

$$x = \frac{10 \cdot 206,73}{170} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 170 \cdot 221}{10 \cdot 206,73}} \right) = 62,1 \text{ cm.}$$

$$J_n = \frac{170 \cdot 62,1^3}{3} + 10 \cdot 206,73 \cdot 158,9^2 = 65\,700\,000 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bd} = \frac{42728000 \cdot 62,1}{65\,700\,000} = 40,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e = \frac{10 \cdot 42728000 \cdot (221 - 26,1)}{65\,700\,000} = 1030 \text{ kg/cm}^2.$$

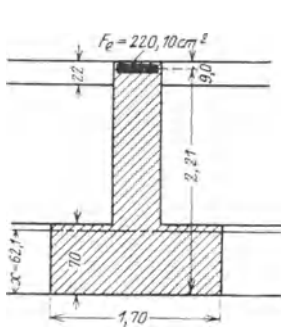


Fig. 38 g.

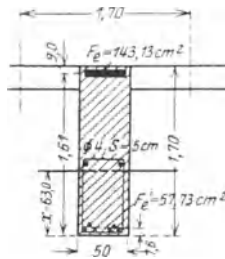


Fig. 38 h.

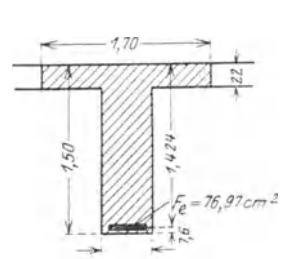


Fig. 38 i.

Im Querschnitt beim Anschluß an die Voute 6,0 m links der Stütze *B* ergibt sich aus Fig. 38 a und b ein

neg. Moment $M_{\max} = (-75,00) + (-123,00) = -198,0$ mt.

Für nebenstehenden Querschnitt (Fig. 38 b) wird mit Berücksichtigung der Druckbewehrung:

$$x = \frac{10 \cdot (143,13 + 76,97)}{50}$$

$$\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 50 \cdot (76,97 \cdot 7,6 + 143,13 \cdot 161)}{10 \cdot (143,13 + 76,97)^2}} \right) \cdot x = 63,0 \text{ cm.}$$

$$J_n = \frac{50 \cdot 63^3}{3} + 10 \cdot 143,13 \cdot 98^2 + 10^3 \cdot 76,97 \cdot 55,4^2 = 20\,270\,000 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bd} = \frac{19800000 \cdot 63,0}{20\,270\,000} = 61,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{19800000 \cdot (161,63)}{20\,270\,000} = 960 \text{ kg/cm}^2.$$

und demnach:

$$\begin{aligned}\sigma_m &= \frac{M}{\left(h' - \frac{x}{2}\right) \cdot F_i}; \quad F_i = F_K + n \cdot F'_e + 2n \cdot f'_e \\ &= 2760 + 577,3 + 20 \cdot 5,34 = 3444,1 \text{ cm}^2. \\ \sigma_m &= \frac{19800000}{(162 - 32) \cdot 3444,1} = 44,2 \text{ kg/cm}^2.\end{aligned}$$

Die mittlere Druckspannung σ_m bleibt in den zulässigen Grenzen

Querschnitt in Mitte des eingehängten Trägers.

Das positive Moment infolge Gesamtbelastung ist nach Fig. 38a und b

$$M_{\max} = 60,5 + 47,28 = 107,78 \text{ mt.}$$

Für nebenstehenden Querschnitt (Fig. 38i) wird nach Gleichung (33) Bd. I:

$$\begin{aligned}x &= \frac{(B - b) \cdot d + n \cdot F_e}{b} \\ &- \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{[(B - b) \cdot d^2 + 2n \cdot F_e \cdot (h - a)] \cdot d}{[n \cdot F_e + (B - b) \cdot d]^2}} \right) = 32,8 \text{ cm.}\end{aligned}$$

$$J_n = \frac{170 \cdot 32,8^3}{3} - \frac{120^3 \cdot 10,8^3}{3} + 10 \cdot 76,97 \cdot 10^2 \cdot 16 = 11\,189\,500 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{b,d} = \frac{10778000 \cdot 32,8}{11\,189\,500} = 31,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{10778000 \cdot 109,6}{11\,189\,500} = 1056 \text{ kg/cm}^2.$$

In Fig. 39a und 39b sind zum Vergleiche beider Konstruktionen einmal die Träger als kontinuierlich über 4 Felder, das andere Mal als Gerberträger dargestellt und die Eisenmassen nach den Querschnittsermittlungen bestimmt. Die Eisen, die meist die üblichen Längen überschreiten, sind an den Stoßstellen als geschweißt angenommen.

Zur Ermittlung der Spannungen in den schrägen Eisen werden in beiden Figuren die Querkraftslinien unter 45° gegen die neutrale Achse eingezeichnet, um den in dem Ausdruck für die auf die Länge z wirkende Hauptzugkraft nach der Gleichung $Z = \frac{Q \cdot z}{h_{zD} \cdot \sqrt{2}}$ vorkommenden Koeffizienten $\frac{z}{\sqrt{2}}$ direkt aus der Zeichnung entnehmen zu können.

Es wird nun für den kontinuierlichen Träger im dritten Feld, wo die größten Querkräfte auftreten, nach der Darstellung in Fig. 39a

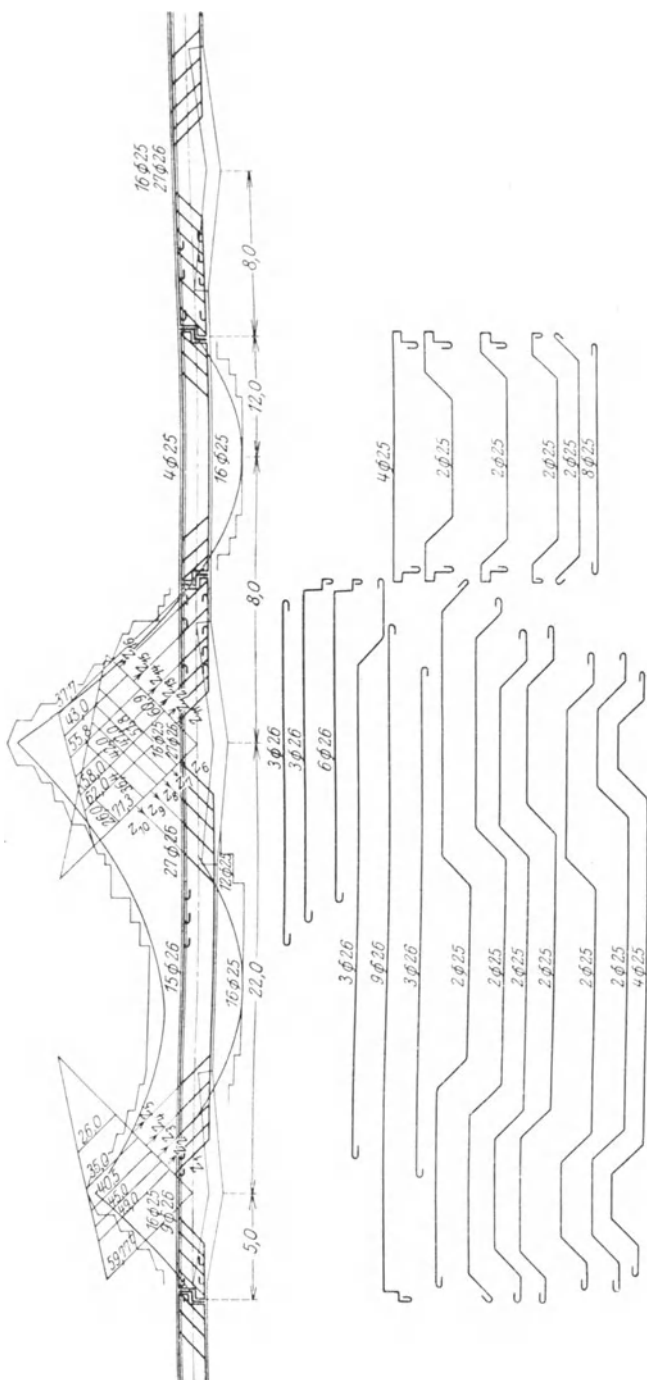


Fig. 39 b. Ausbildung des Hauptträgers als Gerberträger.

$$\begin{aligned}
 Z_1: & \frac{70430 + 60100}{2} \cdot \frac{160}{\left(220 - 9 - \frac{22}{3}\right)} = 51400 \text{ kg.} \\
 Z_2: & \frac{60100 + 54000}{2} \cdot \frac{120}{\left(200 - 9 - \frac{22}{3}\right)} = 35400 \text{ kg.} \\
 Z_5: & \frac{36500 + 26000}{2} \cdot \frac{170}{\left(170 - 9 - \frac{22}{3}\right)} = 34600 \text{ kg.} \\
 Z_6: & \frac{73850 + 64400}{2} \cdot \frac{160}{\left(220 - 9 - \frac{22}{3}\right)} = 54400 \text{ kg.} \\
 Z_{10}: & \frac{40000 + 28200}{2} \cdot \frac{180}{\left(170 - 9 - \frac{22}{3}\right)} = 37700 \text{ kg.}
 \end{aligned}$$

Zur Aufnahme der schiefen Zugkräfte sind für jeden Abschnitt nach Fig. 39 b je $3 \varnothing 26$ ($F_e = 15,93 \text{ cm}^2$) vorhanden. Bei einer Beanspruchung $\sigma_e = 1200$ würde $Z_e = 15,93 \cdot 1200 \cong 19000 \text{ kg}$ aufgenommen werden können. Die über diesen Betrag hinausgehenden Zugkräfte würden im Entwurf dem Beton überwiesen. Die vom Beton aufzunehmende Zugkraft Z_b wäre dann: $Z_b = \frac{Q_b}{h_{zD}} \cdot \frac{z}{2}$. Da $Q_b = \tau \cdot b \cdot h_{zD}$

wird die Schubspannung im Beton $\tau = \frac{Z_b}{b \cdot \frac{z}{2}}$.

$$\begin{aligned}
 \text{Für } Z_b = 54400 \text{ kg wird } Z_b &= Z_b - Z_e \\
 &= 54000 - 19000 = 35000 \text{ kg,} \\
 \tau &= \frac{35000}{50 \cdot 160} = 4,4 \text{ kg/cm}^2.
 \end{aligned}$$

Es wird also τ in dem stärksten beanspruchten Abschnitt nicht größer als $4,5 \text{ kg/cm}$, was als zulässig angenommen wurde.

Die bei dem Gerberträger infolge der Querkräfte auftretenden Schubspannungen sind nahezu die gleichen, wie aus Fig. 39 b zu ersehen ist. Es erübrigt sich daher die Berechnung.

In Fig. 39 a und 39 b sind außerdem die Momente, die durch die Eiseneinlagen mit einer zulässigen Beanspruchung von $\sigma_e = 1100 \text{ kg/cm}^2$ aufgenommen werden können, durch abgetreppte Linien dargestellt, deren angenäherte Werte wie folgt bestimmt werden:

$$\text{bei Plattenbalkenquerschnitten: } M_{\text{zul.}} = F_e \cdot \left(h - a - \frac{d}{2}\right) \cdot \sigma_e,$$

$$\text{bei rechteckigen Querschnitten: } M_{\text{zul.}} = F_e \cdot 5/6 (h - a) \cdot \sigma_e.$$

a) Eisenmasse beim kontinuierlichen Träger:

Eisenliste für Feld II.

Pos.	Stck.	Ø	Länge	Ges. Länge	Gewicht kg
1	3	26	22,00	66,00	275,00
2	3	26	22,00	66,00	275,00
3	3	26	6,00	18,00	75,00
4	3	26	16,15	48,45	202,00
5	3	26	10,85	32,55	135,50
6	3	26	12,95	38,85	162,00
7	3	26	14,70	44,10	183,50
8	3	26	15,50	46,50	194,00
9	3	26	14,85	44,55	185,50
10	3	26	12,60	37,80	157,50
11	3	26	11,10	33,30	139,00
12	3	26	5,30	15,90	66,30
13	4	25	6,00	24,00	92,50
14	3	26	6,70	20,10	83,80
15	3	26	7,80	23,40	97,50
Gesamtgewicht des Eisens:					2324,10

Eisenliste für Feld III.

Pos.	Stck.	Ø	Länge	Ges. Länge	Gewicht kg
1	3	26	6,10	18,30	76,30
2	3	26	3,70	11,10	46,20
8	3	26	19,00	57,00	237,50
9	3	26	21,00	63,00	262,50
10	3	26	22,60	67,80	282,50
11	3	26	26,90	80,70	336,00
12	3	26	29,30	87,90	366,00
14	3	26	28,00	84,00	350,00
15	3	26	28,00	84,00	350,00
16	3	26	6,20	18,60	77,50
17	3	26	3,80	11,40	47,50
18	3	26	25,20	75,60	315,00
19	3	26	24,10	72,30	301,00
20	3	26	21,30	63,90	266,00
21	3	26	22,70	68,10	284,00
13	4	25	7,70	30,80	119,00
Gesamtgewicht des Eisens:					3717,00

b) Eisenmasse beim Gerberträger:

Eisenliste für den Kragträger.

Pos.	Stck.	Ø	Länge	Ges. Länge	Gewicht kg
5	9	26	7,00	63,00	262,0
7	2	25	4,80	9,60	37,0
8	2	25	5,80	11,60	44,8
9	2	25	5,80	11,60	44,8
10	2	25	5,80	11,60	44,8
11	2	25	5,20	10,80	41,6
12	2	25	5,20	10,80	41,6
13	4	25	4,40	17,60	67,8
Eisengew. des Kragträgers:					584,4

Eisenliste für Feld II.

Pos.	Stck.	Ø	Länge	Ges. Länge	Gewicht kg
1	3	26	10,60	31,80	132,5
2	3	26	9,50	28,50	119,0
3	6	26	8,40	50,40	210,0
4	3	26	12,40	37,20	155,0
5	9	26	22,70	204,30	850,0
6	3	26	21,70	65,10	271,0
7	2	25	23,20	46,40	179,0
8	2	25	23,20	46,40	179,0
9	2	25	23,20	46,40	179,0
10	2	25	23,20	46,40	179,0
11	2	25	23,20	46,40	179,0
12	2	25	23,20	46,40	179,0
13	4	25	23,20	92,80	358,0
Gesamtgewicht des Eisens:					3169,5

Eisenliste für Feld III.

Pos.	Stck.	Ø	Länge	Ges. Länge	Gewicht kg
1	6	26	7,80	46,80	195,0
2	6	26	9,50	57,00	237,5
3	12	26	9,50	114,00	475,0
4	6	26	9,30	55,80	232,5
5	18	26	5,70	102,60	428,0
6	6	26	4,30	25,80	107,5
7	4	25	9,20	36,80	141,8
8	4	25	8,20	32,80	126,0
9	4	25	6,90	27,60	106,0
10	4	25	6,90	27,60	106,0
11	4	25	5,80	23,20	89,5
12	4	25	5,80	23,20	89,5
13	8	25	5,00	40,00	154,0
14	4	25	16,20	64,80	250,0
15	2	25	17,20	34,40	132,5
16	2	25	17,20	34,40	132,5
17	2	25	13,50	27,00	104,0
18	2	25	13,20	26,40	102,0
19	8	25	12,00	96,00	370,0
Gesamtgewicht des Eisens:					3579,3
Eisengewicht beim eingehängten Träger:					1091,0

Zum Beispiel ist:

bei dem kontin. Träger: für die negativen Momente über der Stütze III:
 $F_e = 143,12 \text{ cm}$.

$$M_{zul.} = 143,13 \cdot \left(230 - 9 - \frac{20}{2} \right) \cdot 1100 = - 332,00 \text{ mt.}$$

In der Mitte des 3. Feldes ist: $F_e = 31,81 \text{ cm}^2$.

$$M_{zul.} = 31,81 \cdot 5/6 \cdot (170 - 9) \cdot 1100 = - 47,00 \text{ mt.}$$

Für die positiven Momente in Mitte des 2. Feldes wird $F_e = 79,52 \text{ cm}^2$

$$M_{zul.} = 79,52 \cdot 5/6 \cdot \left(170 - 9 - \frac{22}{2} \right) = + 131,50 \text{ mt;}$$

in Mitte des 3. Feldes: $F_e = 143,13 \text{ cm}^2$

$$M_{zul.} = 143,13 \cdot 5/6 \cdot \left(170 - 9 - \frac{22}{2} \right) = + 236,00 \text{ mt.}$$

Weiterhin sind dann in beiden Fällen die Eiseneinlagen für jedes Feld getrennt ausgezogen. Die Eisenmassen sind in beistehenden Listen zusammengestellt. Den dort ermittelten Gewichten sind dann noch für Bügel überschläglich Zuschläge zu machen.

Wir ersehen bei einer Gegenüberstellung beider Konstruktionen, daß der Gerberträger eine etwas größere Eisenmasse erfordert, wie zu erwarten war. Außerdem ist zu beobachten, daß die konstruktive Durchbildung der Gelenkstellen bei sehr sorgfältiger Ausführung schwierig ist.

d) Ermittlung der Maximalmomente für Randträger.

Wir benützen die in vorstehenden Abschnitten ermittelten Maximalmomente für einen mittleren Längsträger und deren Belastung zur Bestimmung der α -Werte, die sich aus folgender Überlegung ergeben.

Das Maximalmoment infolge ständiger Last ist:

$$M_{g \max}^{(\text{Feld})} = \alpha_g g l^2; \text{ daraus } \alpha_g.$$

Das Maximalmoment infolge Verkehrslast ist:

$$M_{p \max}^{(\text{Feld})} = \alpha p l^2; \text{ daraus } \alpha_p.$$

Das Maximalmoment ist sonach:

$$M_{\max} = \alpha_g g l^2 + \alpha_p p l^2 = \alpha (g + p) l^2;$$

daraus
$$\alpha = \frac{M_{\max}}{(g + p) l^2}.$$

Für die Randträger (Fig. 39 c) ergeben sich für ständige Belastung:

Fahrwegsplatte $0,60 \cdot 0,22 \cdot 2,4$	$= 0,317 \text{ t/m}$
Fußwegsplatte $1,44 \cdot 0,30 \cdot 2,4$	$= 1,037 \text{ ,,}$
Steg $0,5 \cdot 1,7 \cdot 2,4$	$= 2,040 \text{ ,,}$
Geländer $1,1 \cdot 0,1 \cdot 2,4$	$= 0,264 \text{ ,,}$
Straßenbefestigung $0,6 \cdot 0,15 \cdot 2,0$	$= 0,180 \text{ ,,}$
	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black;"/>
	$g = 3,838 \text{ t/lfdm.}$

linie das positive Größtmoment bei einer gleichmäßig verteilten Verkehrsbelastung von $p_0 = 1,0$ t/lfdm. Es wird mit den vorher bereits berechneten Einflußflächen:

$$\text{pos. } M_{p_0} = 1,0 \cdot (3,41 + 13,5) + 1,0(23,5 + 14,05 + 2,2) = + 56,66 \text{ mt.}$$

Da allgemein $M = \alpha_p \cdot p \cdot l^2$, so ergibt sich

$$\alpha_p = \frac{M_{p_0}}{p \cdot l^2} = \frac{56,66}{1,0 \cdot 28,0^2} = \frac{1}{13,83}.$$

Mit diesem α -Werte erhalten wir nun für beide Träger nachstehende Belastungsgleichwerte für den mittleren Längsträger:

$${}^v M^m = \alpha_p \cdot p_m \cdot l^2; \quad p_m = \frac{{}^v M_0^m}{\alpha_p l^2} = \frac{97,50}{\frac{1}{13,83} \cdot 28,0^2} = 1,72 \text{ t/m;}$$

für den Randträger:

$${}^v M^R = \alpha_p p_R l^2; \quad p_R = \frac{{}^v M_R}{\alpha \cdot l^2} = \frac{67,75}{\frac{1}{13,83} \cdot 28,0^2} = 1,195 \text{ t/m.}$$

Wir ersehen daraus auch, daß sich die Belastungsgleichwerte verhalten wie die Momente

$$\frac{p_R}{p_m} = \frac{1,195}{1,72} = 0,695 = \frac{{}^v M^R}{{}^v M^m} = \mu.$$

Die α_p -Werte für ständige Last sind auf S. 273 bereits für $g = 1,0$ t/lfdm. ermittelt und in Fig. 33i eingetragen.

Auf Grund der eben ermittelten Belastungsgleichwerte sind auch die α_p -Werte für die übrigen Querschnitte, was als große Annäherung zulässig erscheint, berechnet und beides nachstehend zusammengestellt.

e) Spannungsermittlung beim Randträger.

Für die Berechnung der unsymmetrischen Γ -Träger wird in neuerer Zeit von verschiedenen Fachleuten darauf hingewiesen, daß bei Annahme einer Nulllinie wie bei Γ -förmigen Querschnitten die im Beton und im Eisen errechneten Spannungen zu klein seien. Die wirklich auftretenden Spannungen seien mit Rücksicht auf die geneigte Lage der Nulllinie bedeutend größer.

Zuerst hat Hager in seinem Buche „Der Eisenbetonbau“ Gleichungen abgeleitet, die wir im nachfolgenden zum Zwecke des Vergleichs für den in Fig. 39e ersichtlichen Querschnitt anwenden wollen.

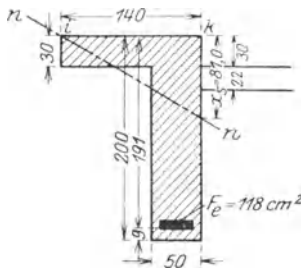


Fig. 39 e.

Feld oder Stütze	Stütze I $l = l_1 = 22,0 \text{ m}$	Erstes Feld $l_1 = 22,0 \text{ m}$	Stütze II $l = (l_1 + l_2) \cdot \frac{1}{2}$	Zweites Feld $l_2 = 22,0 \text{ m}$	Stütze III $l = (l_2 + l_3) \cdot \frac{1}{2}$	Drittes Feld $l_3 = 28,0 \text{ m}$	Stütze IV $l = (l_3 + l_4) \cdot \frac{1}{2}$	Viertes Feld $l_4 = 23,0$	Stütze V $l = l_4$
$M_{p \max}$ für $g = 3,36 \text{ t/m}$	0,00	+ 132,3	- 158,00	+ 36,3	- 177,2	+ 125,9	- 232,0	+ 104,1	0,0
$M_{p \max}$ für p { pos. = 1,72 t/m neg.	0,00	+ 92,0	+ 18,0	+ 74,7	+ 20,8	+ 97,5	+ 11,5	+ 93,6	0,0
$M_{p \max}$ für $(g + p) = (3,36 + 1,72) \text{ t/m}$	0,00	- 16,0	- 73,0	- 37,5	- 85,0	- 23,0	- 82,3	- 27,0	0,0
$M_{p \max}$ für $(g + p) = (3,36 + 1,72) \text{ t/m}$	0,00	+ 226,0	- 231,0	+ 111,0	- 262,2	+ 223,4	- 314,3	+ 200,0	0,0
$g l^2$	1628	1628	1628	1628	2100	2635	2100	1628	1628
$p l^2$	833	833	833	833	1075	1348	1075	833	833
α_p	0,00	+ 12,3	- 10,3	+ 44,9	- 11,86	+ 20,92	- 9,05	+ 15,63	0,0
$\alpha_p \text{ pos.}$	0,00	+ 9,06	+ 46,3	+ 11,14	+ 51,8	+ 13,83	+ 93,5	+ 8,9	0,00
$\alpha_p \text{ neg.}$	0,00	- 52,0	- 11,4	- 22,2	- 12,65	- 58,6	- 13,08	- 30,8	0,0
$\alpha = \Sigma$	0,00	+ 10,90	- 10,65	+ 22,20	- 12,10	+ 17,80	- 10,10	+ 12,30	0,00
Mit Hilfe der oben ermittelten α -Werte berechnen wir nun die Größtwerte der Momente für den Rand-träger für ein $(g_R + p_R) = (3,84 + 1,195) = 5,035 \cong 5,04 \text{ t/lfdm}$ und daraus den erforderlichen Eisenquerschnitt:									
$g l^2$ für $g = 3,84 \text{ t/m}$	1860	1860	1860	1860	2400	3010	2400	1860	1860
$p l^2$ für $p = 1,2 \text{ t/m}$	581	581	581	581	750	940	750	581	581
M_p in mt	$\pm 0,0$	+ 151,2	- 180,5	+ 41,4	- 202,4	+ 143,8	- 265,0	+ 119,0	$\pm 0,0$
$M_{p \max}$ in mt	$\pm 0,0$	+ 64,1	- 51,0	+ 52,1	- 59,3	+ 67,9	- 57,4	+ 65,3	$\pm 0,0$
$M_{p \max}$ in mt	$\pm 0,0$	+ 215,3	- 231,5	+ 93,5	- 261,7	+ 211,7	- 322,4	+ 184,3	$\pm 0,00$
$F_{s \text{ erf.}} = \frac{6M_{\max}}{5k\sigma_s}$	0,0	117,5	96,0	57,0	108,8	115,5	130,5	106,0	0,00
eingelagt: F_s in cm^2	-	118,00	98,76	79,52	108,38	127,23	130,57	118,00	0,00

Es wird mit $F_e = 118 \text{ cm}^2$, $B = 140 \text{ cm}$, $h - a = 191 \text{ cm}$, $d = 22 \text{ cm}$ unter Vernachlässigung der etwas tiefer liegenden Platte

$$\begin{aligned} x_s &= \frac{9}{4} \cdot \frac{n F_e}{B} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{32}{27} \frac{b (h - a)}{n F_e}} \right] \\ &= \frac{9}{4} \cdot \frac{10 \cdot 118}{140} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{32}{27} \frac{140 \cdot 191}{10 \cdot 118}} \right] = 81,0 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Ferner erhalten wir für das größte Feldmoment im ersten Feld mit $M = + 215,3 \text{ tm}$:

$$\begin{aligned} \sigma_e &= \frac{M}{F_e \left(h - a - \frac{x_s}{4} \right)} = \frac{21530000}{118 \left(191 - \frac{81}{4} \right)} = 1070 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_{bd} &= \frac{M \cdot x_s}{n \cdot F_e \left(h - a - \frac{x_s}{4} \right) \cdot \left(h - a - \frac{3x_s}{4} \right)} \\ &= \frac{21530000 \cdot 81,0}{10 \cdot 118 \left(191 - \frac{81}{4} \right) \cdot \left(191 - \frac{3 \cdot 81}{4} \right)} = 66,4 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Die Betondruckspannung wird, wie ersichtlich, zu hoch. Das rührt davon her, daß bei der Aufstellung der obenstehenden Gleichungen die ungünstige Annahme zugrunde gelegt wird, daß der Γ -Querschnitt ohne Verbindung mit dem rechts sich anschließenden Plattenquerschnitt wirke.

Elwitz hat in einer Veröffentlichung im Jahre 1920 in der Z. f. A. und Ing., Hannover, verschiedene Untersuchungen angestellt über die Spannungsverteilung bei unsymmetrischen Γ - und Γ -Trägern unter der Annahme, daß sich der Querschnitt entsprechend der wirklichen Lage der Nulllinie verbiegt. Elwitz errechnet Betondruckschwankungen, die um 80—100 v. H., und Eisenspannungen, die um 10—40 v. H. größer sind als bei der Berechnung wie beim symmetrischen Γ -Balken. Er schlägt deshalb für die mitwirkende Plattenbreite $B = 1,5$ bis $2,5 b$ vor statt der allgemein üblichen Annahme $B \leq 3 b$ und eine Erhöhung der zulässigen Betondruckspannung um etwa 33 v. H.; letzteres mit der Begründung, daß beim unsymmetrischen Γ -Querschnitt die größte Druckspannung nur in einem Punkte auftritt. Zur Aufnahme der bei unsymmetrischen Querschnitten eintretenden Verdrehung schlägt er außerdem eine Längsbewehrung in den Ecken des Querschnitts vor mit geschlossenen Bügeln oder mit Spiralbewehrung.

Bei sehr stark beanspruchten, schweren Γ -Trägern dürfte der letztgenannte Vorschlag, soweit er sich praktisch durchführen läßt, zu beachten sein.

Die Betrachtungen von Hager und Elwitz, über die Berechnung unsymmetrischer Querschnitte, wie sie insbesondere als Randträger häufig vorkommen, haben zur Voraussetzung, daß sich der Querschnitt entsprechend der errechneten Lage der Nulllinie verbiegt mit der Krümmung senkrecht dazu, eine Formänderung, die nur bei einem freien Träger entstehen kann, der seitlich nicht verspannt ist. Selbst bei einem freien Träger wird sich dieser nur auf eine gewisse Entfernung senkrecht zur Nulllinie durchbiegen können.

Bei einer Verspannung durch Nebenträger und durch die Platte wird sich die Nulllinie bei Randträgern nie so schräg stellen, wie dies angenommen wurde, und damit werden die errechneten hohen Druckspannungen im Beton zum größten Teil hinfällig.

Für die Berechnung der Randträger dürfte es daher genügen, wenn sie genau so erfolgt wie bei Γ -Trägern. Die mitwirkende Plattenbreite B soll $\leq 3b$ (Stegbreite) gewählt werden. Die tatsächlich vorhandene Neigung der Nulllinie berücksichtigt man durch eine Verringerung der zulässigen Druckspannung im Beton um rund 25 v. H. Nur bei sehr stark beanspruchten Γ -Querschnitten wäre zu untersuchen, ob nicht eine starke Verdrehung des Trägers durch entsprechende Eiseninlagen berücksichtigt werden sollte.

Dementsprechend wurde die Ermittlung der Spannungen, die in bestehendem Querschnitt auftreten, auf zeichnerischem Wege ermittelt, wie dies in Bd. I S. 411, gezeigt wurde.

Es sind dann:

$$x = 50 \text{ cm},$$

$$J_n = 29600000 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{Mx}{J_n} = \frac{21530000 \cdot 50}{29600000} = 36,4 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = n \frac{M(h' - x)}{J_n} = 10 \cdot \frac{21530000 \cdot (191 - 50)}{29600000} = 1025 \text{ kg/cm}^2.$$

Zusammenfassung.

In nachstehendem mögen einige rückschließende Betrachtungen über die Wahl der Konstruktionsteile und erstmaligen schätzungsweisen Querschnittsannahme folgen.

Wenn, wie in vorstehendem Beispiel, ein Verkehrshindernis zu überwinden ist, bei dem anschließend natürliche, hochliegende Zufahrtsrampen fehlen, so wird man ein Haupttragsystem wählen, das eine möglichst kleine Konstruktionshöhe erfordert. Sind nun außerdem noch ästhetische Momente maßgebend, die ein Hochführen der Tragwerke über die Fahrbahn verbieten, so wird man mehrere Trag-

balken unter die Fahrbahn legen und gleichzeitig die Fahrbahnplatte als Druckplatte wählen. So erhält man dann eine Querschnittsbildung, wie sie in unserem Falle durchgeführt ist. Es wurden hier, da es sich um eine Hauptstraßenbrücke mit schwerstem Verkehr handelt, zwei Balken unter der Fahrbahn und zwei als Randträger mit auskragendem Fußweg gewählt. Auf diese Weise wird ein besonders für die Fahrbahn notwendiges Traggerippe an Querträgern vermieden und eine günstige, gleichmäßigere Verteilung der tragenden Bauteile erzielt. Die Kräfte werden dann ohne weitere Überleitung auf einige größere Haupttragsysteme direkt durch mehrere gleichwertige Tragbalken nach den Pfeilern geleitet. Die ausgeführten Querträger sind zur gegenseitigen Versteifung der Längsträger und zur Aufnahme seitlicher Kräfte angeordnet.

Der großen Hochwassermengen wegen mußten, um möglichst wenig Abflußbreite durch Pfeiler zu verbauen, größere Spannweiten gewählt und über den Stützen negative Druckplatten ausgeführt werden¹⁾.

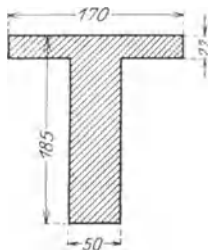


Fig. 39 f.

Um einen Anhaltspunkt für die erste schätzungsweise Annahme der Querschnittsbemessungen eines solchen Hauptträgers zu erhalten, wählen wir die Höhe des Trägers ungefähr $\frac{1}{2}$ der Spannweite ($h = 185$ cm) und die Breite des Steges $b = 50$ cm. Man vermeidet dadurch allzu große Schubspannungen und wird den bei so großen Spannweiten und Belastungen erforderlichen hohen Eisenquerschnitt gut unterbringen können. (Fig. 39 f).

Mit diesen Querschnittsabmessungen und dem überschlägig berechneten Belastungsgleichwert von $p_1 = 2,1$ t/lfdm ergeben sich mit den üblichen α -Werten (Momentkoeffizienten) für ständige Last im Endfeld $\frac{1}{2} g l^2$, im Mittelfeld $\frac{1}{2} g l^2$, für Verkehrsbelastung im Endfeld $\frac{1}{4} p l^2$, im Mittelfeld $\frac{1}{4} p l^2$ nachstehende Werte:

$$h = \frac{1}{2} l = \frac{1}{2} \cdot 22,0 \approx 11,0 \text{ m.}$$

Eigengewicht:

Platte: $1,7 \cdot 0,22 \cdot 2,4$	= 0,900 t/m
Steg: $1,63 \cdot 0,5 \cdot 2,4$	= 1,958 „
Straßenbefestigung: $1,7 \cdot 0,2 \cdot 2,0$	= 0,680 „
	$g = 3,538$ t/m

Für die Endfelder wird ($l = 22,0$ m):

$M_g = \frac{1}{2} \cdot g l^2 = \frac{1}{2} \cdot 3,538 \cdot 22,0^2$	= 142,5 mt
$M_p = \frac{1}{4} \cdot p l^2 = \frac{1}{4} \cdot 2,10 \cdot 22,0^2$	= 92,5 „
	$M = 235,0$ mt

¹⁾ Diese sind ebensowenig zu empfehlen wie die angewendete Umschnürung über den Auflagern, weil beide die Ausführung erschweren.

Für das große Mittelfeld ($l = 28,0$ m):

$$M_g = \frac{1}{20} g l^2 = \frac{1}{20} \cdot 3,538 \cdot 28,0^2 = 140,0 \text{ mt}$$

$$M_p = \frac{1}{14} p l^2 = \frac{1}{14} \cdot 2,1 \cdot 28,0^2 = 118,0 \text{ ,,}$$

$$M = 258,0 \text{ mt}$$

Beim Vergleich dieser geschätzten Werte mit den genau ermittelten ersehen wir eine ziemlich gute Annäherung, die für die erste Annahme vollauf genügt. Die genauere statische Berechnung führt dann zu den im vorhergehenden angegebenen Abmessungen.

Die Wahl des statisch bestimmten Gerberträgers als Konstruktions-system bei dem ausgeführten Beispiele ist durch die Vergleichsberechnungen nicht gerechtfertigt. Der Grund für diese Annahme dürfte darin zu suchen sein, daß die Bodenverhältnisse die Errichtung vollkommen unnachgiebiger Pfeiler unmöglich machten.

3. Ausbildung der Lager und der Pfeiler.

Wir berechnen die Lager für einen Lagerdruck von rund 125 t, was bei beiden Konstruktionen einem abgerundeten Größtwert der Stützendrucke (121,5 t) entspricht.

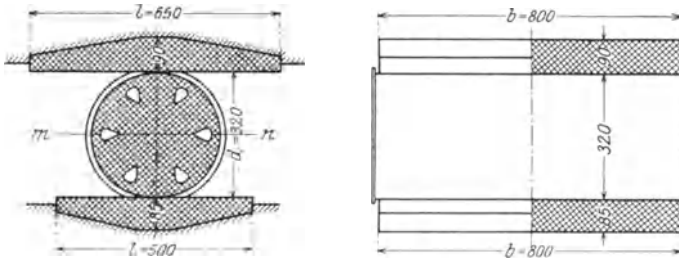


Fig. 40 a.

a) Bewegliches Lager (Fig. 40 a).

Die Stärke der oberen Lagerplatte berechnet sich für $\sigma = 1,0$ t/qcm.

$$\delta = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 A \cdot l}{b}} \quad \text{für } A = 125 \text{ t wird}$$

$$\delta_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 \cdot 125 \cdot 65}{80}} = 8,75 \text{ cm; gewählt: } \delta_1 = 90 \text{ mm.}$$

Für die untere Platte wird

$$\delta_2 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 125 \cdot 50}{80}} = 7,7 \text{ cm; gewählt: } \delta_2 = 85 \text{ mm.}$$

Der Durchmesser der Walze ergibt sich bei einer Beanspruchung $\sigma = 6,5 \text{ t/cm}^2$ nach der Hertzschen Formel:

$$d = 0,358 \cdot \frac{P \cdot E}{\sigma^2},$$

$$d = 0,358 \cdot \frac{\frac{125}{80} \cdot 2200}{6,52} = 29,2; \text{ gewählt: } d = 32,0 \text{ cm} = 320 \text{ mm}.$$

Dies ergibt eine mittlere Druckbeanspruchung σ_d in dem Querschnitt $m - n$ der Walze.

$$\sigma_d = \frac{P}{d} = \frac{125000}{80 \cdot 32,0} = 49 \text{ kg/qcm}.$$

Dies entspricht den Werten für Stahlwalzen. Die Druckbeanspruchung in den Auflagersteinen unter der unteren Lagerplatte ergibt sich zu

$$\sigma = \frac{125000}{80 \cdot 50} = 31,25 \text{ kg/cm}^2,$$

des Betons über der oberen Lagerplatte:

$$\sigma = \frac{125000}{80 \cdot 65} = 24 \text{ kg/cm}^2.$$

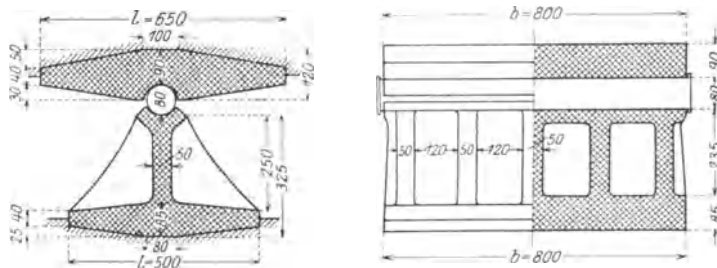


Fig. 40 b.

b) Festes Lager (Fig. 40 b).

Die obere und untere Lagerplatte erhalten wie vor die Abmessungen $\delta_1 = 90 \text{ mm}$; $\delta_2 = 85 \text{ mm}$.

Den Bolzendurchmesser des Bolzenkipplagers berechnen wir nach der Hertzschen Formel

$$r_1 = \left(\frac{C_1}{\sigma} \right)^2 P,$$

wo P = Belastung der Längeneinheit des Bolzens.

Es ergibt sich bei Stahl für $= \frac{r_2}{r_1} = 1,06$.

$$C_1 = 4,72 \cdot \sigma = 3,25:$$

$$r_1 = \left(\frac{4,72}{3,25} \right)^2 \cdot \frac{125}{80} = 3,3; \text{ gewählt: } 4,0 \text{ cm,}$$

$$r_2 = 1,06 \cdot 4,0 = 4,24; \text{ gewählt: } 4,25 \text{ cm.}$$

Der Durchmesser des Bolzens ergibt sich demnach: $d = 80 \text{ mm}$.

Alle anderen Abmessungen und die Formgebung sind aus Fig. 12 a zu ersehen.

c) Lager für den eingehängten Träger bei den Gerberträgern:

$$\begin{aligned} \text{Auflagerdruck: } C_g &= 20,16 \text{ t} \\ C_{o \max} &= \frac{17,54}{37,70} \leq 38,0 \text{ t,} \end{aligned}$$

für das feste Lager (Fig. 40c) wird

$$d = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 \cdot 38 \cdot 30}{40}} = 4,62 \text{ cm; gewählt: } 48 \text{ mm;}$$

für das bewegliche Lager (Fig. 40d) wird

$$d = 0,358 \cdot \frac{38}{35} \cdot 2200 = 20,3 \text{ cm; gewählt: } d = 210 \text{ mm.}$$



Fig. 40 c.

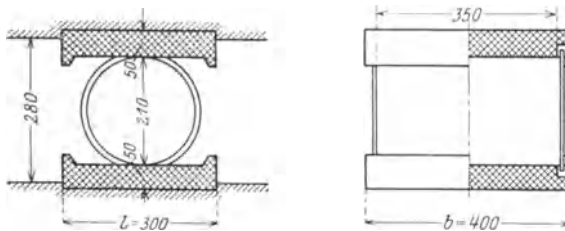


Fig. 40 d.

4. Berechnung der Pfeiler.

Wir betrachten wieder wie bisher überall einen auf einen Längsträger entfallenden Streifen von 1,70 m Breite. Da tragfähiger Boden erst in beträchtlicher Tiefe (12 m unter Pfeileroberkante) erreichbar, so verwenden wir hier Eisenbetonpfähle, die 2 m in den tragfähigen Boden hineinreichen.

Es ergibt sich somit eine Pfahlänge von

$$l = 12 + 2 - 5 - 2,5 + 0,5 = 7,0 \text{ m.}$$

Die Belastung eines Pfahles ermittelt sich wie folgt (Fig. 40 a):

Auflagerdruck A eines Längsträgers 125,0 t,

Gewicht G_1 des Pfeilers $\frac{1,8 + 2,2}{2} \cdot 5,0 \cdot 1,7 \cdot 2,2$ 37,4 t,

„ G_2 „ „ $2,5 \cdot 2,5 \cdot 1,7 \cdot 2,2$ 23,4 t

Gesamtgewicht des 1,7 m breiten Pfeilers mit Auflast = 185,8 t \approx 186 t.

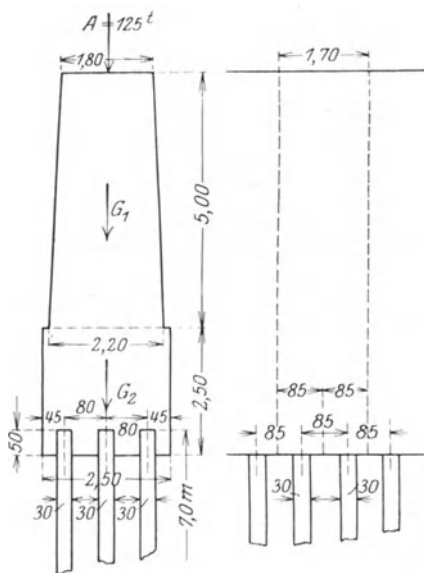


Fig. 40 e.

Dies ergibt eine Bodenpressung

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{186000}{250 \cdot 170} = 4,38 \text{ kg/cm}^2,$$

was bei festgelagertem Kies und Sand noch zulässig wäre.

Bei Anordnung von 6 Pfählen (Fig. 40 f), ergibt sich die Belastung eines Pfahles:

$$Q = \frac{186}{6} = 31,0 \text{ t.}$$

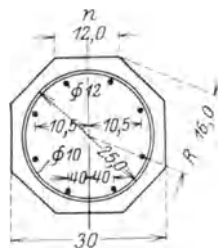


Fig. 40 f.

Bei einer Betondruckbeanspruchung der Pfähle von 35 kg/cm² ergibt sich

$$F_i = \frac{Q}{\sigma} = \frac{31000}{35} = 886 \text{ cm}^2.$$

Nimmt man $\varphi = \frac{F_e}{F_k} = 0,0186$ oder 1,86% und $\varphi' = \frac{F'_e}{F_k} = 0,0317$ oder 3,17%

an, so berechnet man den erforderlichen Kernquerschnitt:

$$F_k = \frac{F_i}{1 + n(\varphi + 2\varphi')} = \frac{886}{1 + 10(0,0186 + 2 \cdot 0,0317)} = 487 \text{ cm}^2.$$

Es wird somit

$$D_1 = \sqrt{\frac{4F_k}{\pi}} = 24,9 \approx 25 \text{ cm,}$$

$$F_e = 0,0186 \cdot F_k = 0,0186 \cdot 487 = 9,05 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \varnothing 12,$$

$$F'_e = 0,0317 \cdot F_k = 0,0317 \cdot 487 = 15,42 \text{ cm}^2.$$

Bei einer Ganghöhe: $s = \frac{D_1}{9} = \frac{25}{9} \approx 3,8$ cm

ergibt sich die auf 1 steigendes Meter entfallende Länge der Spirale

$$l = \frac{100}{s} \pi D_1 = \frac{100}{3,8} \cdot \pi \cdot 25 = 2070 \text{ cm} = 20,7 \text{ m.}$$

Der Querschnitt der Spiralbewehrung berechnet sich nun

$$f'_e = \frac{F'_e}{l} = \frac{15,42}{20,7} = 0,746 \text{ cm}^2; \text{ gewählt } \varnothing 10 \text{ mm.}$$

Werden die Pfähle bis über Hochwasserspiegel hochgeführt, so werden sie so angeordnet, wie es Fig. 40 g zeigt. Die Pfahlköpfe

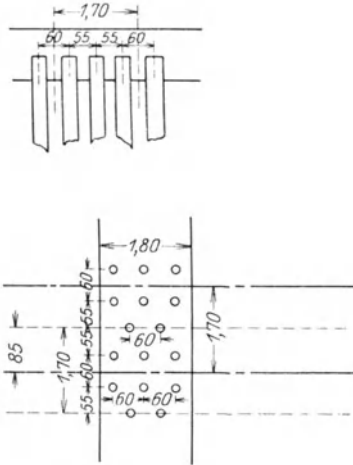
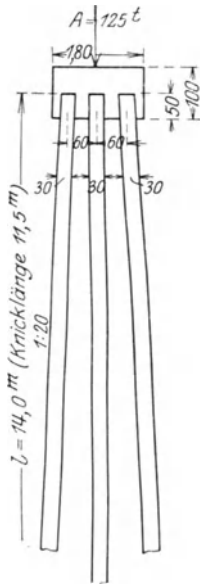


Fig. 40 g.



Fig. 40 h.

werden durch einen Eisenbetonholm von 1 m Höhe verbunden. Wir verwenden Pfähle mit dem gleichen Querschnitt wie vorher von 30 cm Durchmesser, 8 $\varnothing 12$ und eine Ringbewehrung von $\varnothing 10$ mit 3,8 cm Ganghöhe.

Die Pfahlbelastung ergibt sich nachstehend mit:

Auflagerdruck A eines Längsträgers.	125,0 t
Gewicht G des Verbindungsträgers = $1,7 \cdot 1,8 \cdot 1,0 \cdot 2,4$	<u>7,35 t</u>
Gesamtgewicht	<u>132,35 t.</u>

Da wir auf eine Breite von 1,7 m 8 Pfähle anordnen (Fig. 40 g), so entfällt auf einen Pfahl:

$$Q = \frac{132,25}{8} = 16,6 \text{ t.}$$

Der großen Länge der Pfeiler halber wird hier eine Untersuchung gegen Knicken erforderlich. Die Knicklänge ergibt sich, da die Pfähle 2 m tief in den tragfähigen Boden eingerammt und oben 0,5 m in den Verbindungsträger eingeführt werden bei einer Gesamtlänge von 14,0 m zu $l_k = 14,0 - (2,0 + 0,5) = 11,5$ m (Fig. 40 h).

Wir ermitteln die Knickbelastung nach der Navierschen Knickungsformel (Gleichung 8, S. 241/51):

$$P = F_i \cdot \frac{K_d}{1 + \alpha \frac{F_i \cdot l^2}{J}}; \quad \left(K_d = \text{Säulenfestigkeit} = \frac{4}{5} W \right).$$

Für einen Beton mit dem Mischungsverhältnis 1 : 6 und einer Würfel-
festigkeit $W = 240$ kg/cm² wird

$$K_d = \frac{4}{5} \cdot 240 = 192 \text{ kg/cm}^2.$$

Es wird:

$$F_b = 30,0^2 - 2 \left(\frac{30}{2} - \frac{12}{2} \right)^2 = 738 \text{ cm}^2$$

$$F_e = 10 \cdot 8 \cdot 1,13 = \frac{90,5}{\text{„}} \\ F_i = 828,5 \text{ cm}^2.$$

$$J_b = \frac{1 + 2 \sqrt{2}}{6} R^4 = \frac{1 + 2 \sqrt{2}}{6} \cdot 16,0^4 = 41800 \text{ cm}^4$$

$$J_e = 4 n f_e (4^2 + 10,5^2) = 4 \cdot 10 \cdot 1,13 \cdot (16 + 110) = \frac{5700}{\text{„}} \\ J = 47500 \text{ cm}^4.$$

Die Knicklast berechnet sich nun mit dem Knickungskoeffizienten $\alpha = 0,00005$ zu:

$$P = 828,5 \cdot \frac{192}{1 \cdot 0,00005 \cdot \frac{828,5 \cdot 1150^2}{47500}} = 74000 \text{ kg.}$$

Da unsere Pfahlbelastung 16,6 t = 16600 kg beträgt, so ergibt sich ein Sicherheitsfaktor:

$$s = \frac{74000}{16600} = 4,46,$$

a) Berechnung der Fahrbahnplatte.

Die Lichtweite der Deckenplatte zwischen dem Längsbalken beträgt 0,95 m bei 30 cm Balkenbreite. Die mittlere Spannweite ist $l = 1,25$ m, wenn man sie von Mitte zu Mitte Balken rechnet.

Die Belastung setzt sich zusammen aus:

13 cm Pflaster à 2000	= 260 kg
Asphaltfilzplatten 10 mm	= 20 „
3 cm Abgleichung à 2000	= 60 „
10 cm Platte à 2400	= 240 „
5 cm angehängte Eisenbetondecke à 2400 =	120 „
	$g = 700$ kg
	Nutzlast $p = 550$ „
	$q = 1250$ kg

Nimmt man annähernd für $M = \frac{ql^2}{10}$, so erhält man

$$M = 1250 \cdot \frac{1,25^2}{10} \cdot 100 = 19\,500 \text{ kgcm.}$$

Für $h = 10$ und $10 \varnothing 7$ mm mit $F_e = 3,85$ qcm ergeben sich ganz geringe Spannungen im Beton und Eisen.

Auf jeden der mittleren Hauptträger kommt eine Belastungsbreite von 1,25 m. Sonach wird bei derselben Nutzlast wie vorher:

$$\begin{aligned} \text{Belastung aus Decke und Nutzlast: } & 1,25 \cdot 1250 = 1560 \text{ kg} \\ \text{für den Balken: } & 0,30 \cdot 0,55 \cdot 2400 = 400 \text{ „} \\ & \underline{q = 1960 \text{ kg}} \end{aligned}$$

Der einfach statisch unbestimmte Hauptträger mit der statisch unbestimmten Größe H (Horizontalschub) wird so gerechnet, daß der geringe günstig wirkende Erddruck auf die Widerlager nicht berücksichtigt wird. Die Spannweite l beträgt $18,0 + 2 \cdot 0,30 = 18,60$ m.

Die Mittellinie des oberen Balkens liegt auf +166,80, das Gelenk auf +163,35, mithin ist die Stielhöhe $h = 3,45$ m.

Der Horizontalschub des Zweigelenkrahmens wird gerechnet nach der Gleichung:

$$\begin{aligned} H &= \frac{h \int_0^l M_0 dx}{h^2 l \left(1 + \frac{2}{3} \frac{h}{l}\right)} = \frac{h q l^3}{12 h^2 l \left(1 + \frac{2}{3} \frac{h}{l}\right)} = \frac{q l^2}{12 h \left(1 + \frac{2}{3} \frac{h}{l}\right)}, \\ H &= \frac{1960 \cdot 18,60^2}{12 \cdot 3,45 \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{3,45}{18,60}\right)} = 14\,500 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Das Moment in Trägermitte ist:

$$M_1 = 1960 \cdot \frac{18,60^2}{8} - 14\,500 \cdot 3,55 = 33\,500 \text{ kgm,}$$

das Spannungsmoment:

$$M_2 = 14500 \cdot 3,35 = 48500 \text{ kgm.}$$

Die Momente nehmen nach unten hin ab.

b) Bemessung der Hauptträger.

Für das größte Moment in Feldmitte, das 33 500 kgm beträgt, rechnet man die größten im Querschnitt auftretenden Spannungen unter Vernachlässigung des auf Zug beanspruchten Betonquerschnittes und der Druckbewehrung wie folgt (Fig. 41 b):

Gleichung (33) Bd. I gibt unter Berücksichtigung des Betondruckquerschnittes im Steg für $n = 10$

$$B = 125 \text{ m; } b = 30 \text{ cm; } d = \text{im Mittel } 11 \text{ cm; } h = 70 \text{ cm;}$$

$$h' = 64 \text{ cm; } F_e = 12 \varnothing 24 = 54,29 \text{ cm}^2; F'_e = 5 \varnothing 24 = 22,62 \text{ qcm;}$$

$$x = \frac{(125 - 30) \cdot 11 + 10 \cdot 54,29}{30}$$

$$\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{[(125 - 30) \cdot 11^2 + 2 \cdot 10 \cdot 54,29 \cdot 64] \cdot 30}{[10 \cdot 54,29 + (125 - 30) \cdot 11]^2}} \right) = 21,4 \text{ cm,}$$

$$J_n = \frac{125 \cdot 21,4^3}{3} - \frac{95 \cdot 10,4^3}{3} + 10 \cdot 54,29 \cdot 41,6^2 = 1359400 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bd} = \frac{3350000 \cdot 21,4}{1359400} = 52,8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{3350000 \cdot 42,6}{1359400} = 1050 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Druckspannungen im Beton sind hier verhältnismäßig hoch.

Das Trägheitsmoment J_n ist für den auf Zug beanspruchten Teil des Betonquerschnittes nicht mitgerechnet worden, was selbst beim Vorhandensein von Rissen den tatsächlichen Verhältnissen nicht entspricht. Nimmt man den sehr seltenen Fall an, daß die Risse an der Zugseite 2,5 cm lang sind, so ergibt sich unter Berücksichtigung des Betonzugteils mit $n = 7$ und $n' = 0,5$ nach Gl. 32, Bd. I: $x = 17,5$

$$J_n = \frac{125 \cdot 17,5^3}{3} - \frac{95 \cdot 6,5^3}{3} + \frac{0,5 \cdot 30 \cdot 50^3}{3} + 7 \cdot 54,29 \cdot 46,5^2 = 1661300 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{3350000 \cdot 17,5}{1661300} = 36,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{0,5 \cdot 3350000 \cdot (70 - 17,5)}{1661300} = 21,2 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{ez} = 7 \cdot \frac{3350000 \cdot 46,5}{1661300} = 660 \text{ kg/qcm.}$$

Das Moment von 4 850 000 kgcm gilt für 1,25 m Breite (s. Fig 41b),
mithin ergibt sich für 1,00 m Breite:

$$M = \frac{4850000}{1,25} = 388000 \text{ kgcm.}$$

Für $h = 70$ cm wird $h - a = 65$ cm; $B = 100$ cm und für 1,0 m Breite
sind $\left\{ \begin{array}{l} \text{oben im Zuggurt: } 15 \varnothing 24 \text{ mm} = 67,86 \text{ qcm} \\ \text{unten im Druckgurt: } 11 \varnothing 24 \text{ mm} = 49,76 \text{ „} \\ \Sigma F_e = 117,62 \text{ qcm.} \end{array} \right.$

Nach Gleichung (14) Bd. I ergibt sich mit $n = 10$ für den gegebenen
Querschnitt

$$x = -\frac{10}{100} 117,62 \left(+1 - \sqrt{1 + \frac{100 [49,76 \cdot 5,0 + 67,86 \cdot 65] \cdot 2}{10 (117,62)^2}} \right) \\ = 21,0 \text{ cm}$$

$$J_n = \frac{100 \cdot 21,0^3}{3} + 10 \cdot 67,86 \cdot 44^2 + 10 \cdot 49,76 \cdot 16^2 = 1747000 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{3880000 \cdot 21}{1747000} = 46,6 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{3880000 \cdot 44}{1747000} = 980 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{3880000 \cdot 16}{1747000} = 355 \text{ kg/cm}^2.$$

Man ersieht aus den errechneten Spannungen, daß das Eisen im Zug-
gurt nicht die zulässige Spannung erreicht und im Druckgurt nicht
ausgenutzt wird.

Die Betondruckspannungen, für die das vorher Gesagte gilt, setzen
einen guten Beton mit einer Biegedruckfestigkeit von 250 bis 300
kg/qcm voraus.

Für den rechteckigen Querschnitt ergibt sich nach Gleichung (14),
wenn $b = 30$ cm; $h = 70$ cm; $h - a = 65$ cm; $F_e = 9 \varnothing 24 = 40,72 \text{ cm}^2$;
 $F'_e = 8 \varnothing 24 = 36,19 \text{ cm}^2$ mit $n = 10$:

$$x = -\frac{10}{30} (40,72 + 36,19) \left(+1 - \sqrt{1 + \frac{30 (36,19 \cdot 5,0 + 40,72 \cdot 65) \cdot 2}{10 \cdot (40,72 + 36,19)^2}} \right) \\ = 24,9 \text{ cm,}$$

$$J_n = \frac{30 \cdot 24,9^3}{3} + 10 \cdot 40,72 \cdot 40,1^2 + 10 \cdot 36,19 \cdot 19,9^2 = 952000 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{1500000 \cdot 24,9}{952000} = 39,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{1500000 \cdot 40,1}{952000} = 632 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{1500000 \cdot 19,9}{952000} = 314 \text{ kg/cm}^2.$$

Infolge des Horizontalschubes entsteht außerdem noch eine Druckbeanspruchung im Beton in der Größe:

$$\sigma_{bd} = \frac{14500}{125 \cdot 70 + 10 \cdot 117,62} \approx 1,30 \text{ kg/qcm.}$$

Die Zugbeanspruchungen der Eisen werden entsprechend geringer. An der Stelle, wo die Verbreiterung der Rippen beginnt (2,05 m von Mitte Widerlager), beträgt das Moment:

$$M = 1960 \cdot \frac{18,6 - 2,05}{2} - 14500 \cdot 3,40 = -15000 \text{ kgm,}$$

$$\begin{array}{ll} \text{für } h = 70 \text{ cm; } h - a = 65 \text{ cm; } F_e \text{ oben: } 9 \varnothing 24 \text{ mm} = 40,72 \\ b = 30 \text{ cm} & F_e' \text{ unten: } 8 \varnothing 24 \text{ mm} = 36,19 \\ & \Sigma F_e = 76,91 \end{array}$$

bleiben sowohl die Druckspannung im Beton und die Zugspannung im Eisen weit unter den als zulässig angenommenen.

Entsprechend dem Anwachsen der Momente nimmt auch der Querschnitt nach den Widerlagern entsprechend zu.

c) Berechnung der Schubspannungen und der schrägen Eisen.

Im oberen Teil ruft die Horizontalkraft H nur Längskräfte hervor, ist also ohne Einfluß auf die Schubspannungen.

Der Momentennullpunkt bei Vollbelastung liegt bei:

$$M = \frac{1960}{2} \cdot x (18,60 - x) - 14500 \cdot 3,40 = 0,$$

$$x = 9,30 - \sqrt{9,30^2 - \frac{14500 \cdot 3,4}{980}} = 3,30 \text{ m.}$$

Für diese Stelle ist:

$$A = \frac{18,60}{2} \cdot (1,25 \cdot 700 + 400) + 15,30 \cdot 690 \cdot \frac{15,30}{2 \cdot 18,60} = 16190 \text{ kg.}$$

Dem entspricht eine Querkraft:

$$\begin{aligned} Q_1 &= 16190 - 3,30 \cdot 1275 = 12000 \text{ kg,} \\ \tau_1 &\approx \frac{12000}{30 \cdot 60} = 6,67 \text{ kg/qcm,} \end{aligned}$$

wenn $h_{z,D} \approx 60$ cm angenommen wird.

Für die Stelle 0,80 m vom Widerlager ist die Auflagerkraft:

$$A = 11850 + \frac{17,80^2}{2} \cdot \frac{690}{18,60} = 17720 \text{ kg;}$$

es wird dann

$$\begin{aligned} Q_2 &= 17720 - 0,80 \cdot 1275 = 16700 \text{ kg,} \\ \tau_2 &= \frac{16700}{30 \cdot 60} \approx 9,30 \text{ kg/qcm.} \end{aligned}$$

Die Größe von Q_b , derjenigen Querkraft, die im Beton die als zulässig angenommene Schubspannung $\tau_0 = 4,5 \text{ kg/qcm}$ hervorruft, findet man

$$Q_b = b h_{zd} \cdot 4,5 = 30 \cdot 58 \cdot 4,5 = 7850 \text{ kg,}$$

wenn $h_{zd} = 58$ und $b = 30$ ist.

Sonach befindet sich Q_b in einer Entfernung von Q_2 , die sich ergibt aus:

$$(Q_2 - Q_b) : (Q_2 - Q_1) = \alpha : 2,5,$$

$$\alpha = \frac{(Q_2 - Q_b) 3,30}{Q_2 - Q_1} = \frac{(16700 - 7850) 250}{16700 - 12000} = 4,8 \text{ m.}$$

Die Entfernung von Q_b vom linken Widerlager wird dann

$$4,8 + 0,8 = 5,6 \text{ m.}$$

Im ganzen wurden $7 \varnothing 24 \text{ mm}$ mit $F_e = 36,67 \text{ qcm}$ aufgebogen. Mithin können diese eine Gesamtzugkraft von $\sigma_e F_e = 1200 \cdot 36,67 = 44\,000 \text{ kg}$ aufnehmen.

Die Schubspannungen bei Q_2 betragen $\tau_2 = 9,30 \text{ kg/qcm}$; bei Q_b ist $\tau_b = 4,5 \text{ kg/qcm}$ und die Entfernung $Q_2 - Q_b = 480 \text{ cm}$.

Mithin ist

$$Z = \frac{9,3 + 4,5}{2} 480 \cdot \frac{30}{\sqrt{2}} = 70\,000 \text{ kg.}$$

Sonach wären zu wenig Eisen abgebogen. Rechnet man jedoch, wie dies in früheren Jahren nach den amtlichen Bestimmungen möglich war, daß nur diejenigen Schubkräfte von den Eisen aufzunehmen sind, die über das zulässige Maß von $4,5 \text{ kg/qcm}$ hinausgehen, und nicht wie vor die gesamten Schubkräfte, so ist die Schubkraftfläche und damit

$$Z = \frac{(9,3 - 4,5) \cdot 480 \cdot 30}{2 \sqrt{2}} = 24\,000 \text{ kg,}$$

was von den schrägen Eisen aufgenommen werden kann.

d) Berechnung der Rahmenpfosten, Widerlager und Fundamente.

Die Rahmenstiele sind oben an der Anschlußstelle des Balkens 70 cm breit, und nehmen nach unten hin bis auf 60 cm Breite ab. Sie haben an der Einspannungsstelle dieselbe Bewehrung wie der Balken an der Druckseite $11 \varnothing 24 \text{ mm}$, an der Zugseite $15 \varnothing 24 \text{ mm}$ auf $1,0 \text{ lfd. m}$.

In $2,00 \text{ m}$ Höhe über Gelenk beträgt das Moment auf $1,25 \text{ m}$ Breite $M = 14\,500 \cdot 2,0 = 29\,000 \text{ kgm}$, mithin auf $1,0 \text{ m}$ Breite

$$M = \frac{29\,000}{2,25} = 23\,300 \text{ kgm.}$$

Hier ist

$$h = 60 \text{ cm,} \quad h - a = 55 \text{ cm.}$$

Auf der Zugseite sind auf 1,0 m Breite 9 \varnothing 24 mm, auf der Druckseite 5 \varnothing 25 mm erforderlich, wie durch den Spannungsnachweis gezeigt werden kann.

Die Beanspruchungen im Beton und Eisen bleiben unterhalb der zulässigen Grenzen.

Nach unten zu nehmen die Eisen entsprechend ab.

Im Gelenkpunkt ist die größte Auflast für 1,25 m Breite:

$$A \cong \frac{19,0}{2} \cdot 1960 = 18\,600 \text{ kg.}$$

Zuschlag für Rippenverstärkung am Auflager: $1 \cdot 75 \cdot \frac{0,95}{2} \cdot 0,50 \cdot 2400 = 1\,000 \text{ ,,}$

Rahmenpfosten: $0,60 \cdot 3,20 \cdot 1,25 \cdot 2400 = 5\,750 \text{ ,,}$
zusammen 25 250 kg

mithin auf 1,0 m Breite: $\frac{25\,250}{1,25} = 20\,300 \text{ kg.}$

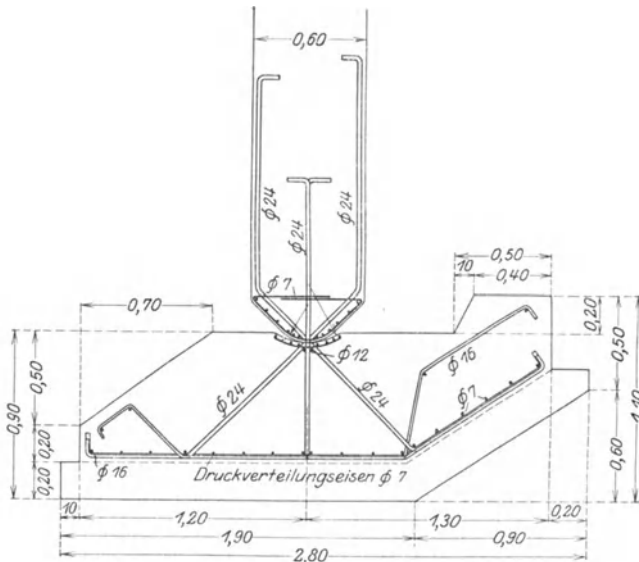


Fig. 41 d. Ausbildung des Gelenks.

Das Gelenk erhält unten eine Auflagerbreite von $b = 15 \text{ cm}$, mithin

$$\sigma = \frac{20\,300}{100 \cdot 15} = 13,50 \text{ kg/qcm.}$$

Zur Aufnahme und Übertragung des Horizontalschubes in das Fundament werden auf 1,00 lfd. m 5 \varnothing 24 mm vom Rahmenstiel in das Fundament durchgeführt (Fig. 41 d)

$$\sigma_e = \frac{14\,500}{1,25 \cdot 22,62} = 510 \text{ kg/qcm.}$$

Das Fundament:

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Auflast für 1,0 lfd. m} & & = 20\,300 \text{ kg} \\
 \text{Eisenbetonplatte: } 0,70 \cdot 2,30 \cdot 2400 & = & 3\,900 \text{ „} \\
 \text{Unterbeton: } 2,70 \cdot 0,60 \cdot 2000 & = & 1\,000 \text{ „} \\
 \text{Erdauflast: } 3,0 \cdot (2,50 - 0,60) \cdot 1600 & = & 9\,100 \text{ „} \\
 & & \underline{A = 34\,300 \text{ kg}}
 \end{array}$$

$$M = \frac{14\,500}{1,25} \cdot 0,90 = 1\,040\,000 \text{ kgem,}$$

$$F = 100,270 = 27\,000 \text{ qcm,}$$

$$W = 100 \cdot \frac{270^2}{6} = 1\,215\,000 \text{ cm,}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{34\,300}{27\,000} \pm \frac{1\,040\,000}{1\,215\,000} = 1,27 \pm 0,85 = 2,12 \text{ kg/qcm.}$$

Die Aufnahme des Horizontalschubes und dessen Übertragung auf den Baugrund geschieht teilweise durch die Reibung zwischen Beton und Boden. Bei einem Reibungskoeffizienten von 0,40 wird durch Reibung aufgenommen: $0,40 \cdot 34\,300 = 13\,720 \text{ kg}$,

während H nur $\frac{14\,500}{1,25} = 11\,600 \text{ kg}$

beträgt. Die größte Ausladung der Eisenbetonfundamentplatte ist

$$\frac{250 - 15}{2} = 118 \text{ cm.}$$

Die größte Bodenpressung infolge $A = 20\,300$ und $M = 11\,600 \cdot 70 = 812\,000 \text{ kgem}$ beträgt:

$$\sigma = \frac{20\,300}{100 \cdot 250} \pm \frac{812\,000}{100 \cdot \frac{250^2}{6}} = 1,60 \text{ kg/qcm.}$$

Die gleichmäßige Erdauflast und das Fundamenteigengewicht rufen keine Momente hervor.

Hiernach beträgt das größte Moment in der Eisenbetonfundamentplatte:

$$M = 1,60 \cdot 100 \cdot \frac{118^2}{2} = 1\,110\,000 \text{ kgem,}$$

$$h = 70 \text{ cm; } \quad h - a = 67 \text{ cm,}$$

$$F_e = \frac{1\,110\,000}{1000 \left(67 - \frac{16,50}{3} \right)} = 18,10 \text{ qcm,}$$

$$x = 16,50 \text{ cm, } \quad \sigma_b = 22 \text{ kg/qcm.}$$

Gewählt: $10 \text{ } \varnothing \text{ } 16 \text{ mm; } \quad F_e = 20,11 \text{ qcm.}$

Außerdem werden noch Verteilungseisen und Querbügel eingelegt. Um ein Verschieben der Eisenbetonplatte auf dem Unterbeton zu verhindern, wurden senkrechte Eisen einbetoniert.

Die Ausbildung der Randträger und deren Anschluß bis auf den tragfähigen Boden weicht nur wenig von den bisher betrachteten Mittelträgern ab (siehe Fig. 41 b). Bei einer Höhe von 105 cm, einer Stegbreite von 30 cm und einer oberen Breite $B = 65$ cm ergibt sich eine Auflast vom Schotterbett einschl. Unterdecke:

$$\begin{aligned}
 & 0,75 \cdot 700 \cdot \frac{0,75}{2 \cdot 1,25} &= 160 \text{ kg} \\
 \text{Balken: } & \left. \begin{array}{l} 0,65 \cdot 0,45 \\ + 0,30 \cdot 0,60 \end{array} \right\} 2400 &= 1130 \text{ ,,} \\
 \text{Geländer usw.} & &= 100 \text{ ,,} \\
 \text{Zuschlag für Unterdecke} & &= 20 \text{ ,,} \\
 & & \underline{g = 1410 \text{ kg}} \\
 p = 0,75 \cdot 550 \cdot \frac{0,75}{2 \cdot 1,25} & &= 120 \text{ ,,} \\
 & & \underline{q = 1530 \text{ kg}} \\
 H = \frac{1530 \cdot 18,60^2}{12 \cdot 3,69 \left(1 + \frac{2}{3} \frac{3,69}{18,60} \right)} & &= 10\,800 \text{ kg} \\
 M_{\max} = 1530 \cdot \frac{18,60^2}{8} - 10\,800 \cdot 3,69 & &= 66\,100 \text{ kgm} \\
 \text{Einspannungsmoment: } 10\,800 \cdot 3,70 & &= 40\,000 \text{ ,,} \\
 & & \underline{M_{\max} = 26\,100 \text{ kgm}}
 \end{aligned}$$

Der Spannungsnachweis, der auf Grund der Abmessungen in Fig. 41 b geführt wird, ergibt, daß die zulässigen Spannungen im Beton und im Eisen nicht überschritten werden.

2. Zweistielige Rahmenbrücke mit Kragarmen.

Die in Fig. 42 a dargestellte Wegüberführung bei Norsingen¹⁾ ist eine einfache Rahmenkonstruktion mit 2 Stielen und nach beiden Seiten auskragenden Armen. Die Hauptkragkonstruktion besteht aus drei Rahmenbindern, einer in der Fahrbahnmitte und zwei Randträgern, die gleichzeitig die auskragenden Fußwege aufnehmen. Die Säulen stehen auf tragfähigen Boden und sind mittelst einer kräftigen Platte miteinander verbunden.

¹⁾ Ausführung der Eisenbetonunternehmung Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Karlsruhe i. B.

Die statische Berechnung erfolgt für eine Verkehrsbelastung durch einen 12 t Wagen mit einem Achsabstand von 3,5 m und 1,4 m Radstand und für Menschengedänge von 400 kg/qm.

Hier ist zu bemerken, daß in dem Entwurf der ausführenden Firma die Belastung mit 350 kg pro Quadratmeter Menschengedänge und einem Lastwagen von 6000 kg Gewicht angenommen war. Diese Belastung wurde mit einem Stoßzuschlag von 50% der Berechnung zugrundegelegt und außerdem eine Temperaturdifferenz von 20° berücksichtigt.

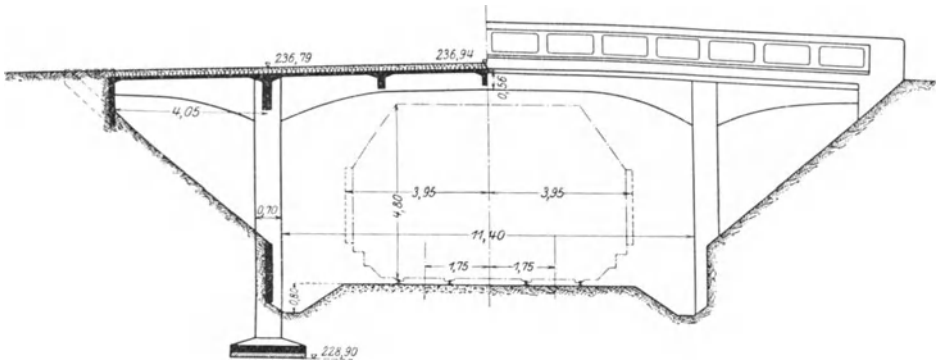


Fig. 42 a. Längenschnitt und Ansicht der Rahmenbrücke.

Wir wollen die nachstehende statische Berechnung für die eingangs angenommenen Belastungen durchführen (ohne Stoßzuschlag) und kommen am Schluß auf die Gründ zurück.

Zur Berechnung der Fahrbahntafel (Fig. 42 b) wurden die Momente für die ständige Last unter Zugrundelegung einer Plattenstärke von 12 cm und einer Beschotterungshöhe von 20 cm und dem auskragenden Fußweg mit Gelände aufgetragen. Es ist sodann

$$\begin{aligned} g &= 0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg/qm (Fahrbahnplatte)} \\ &+ 0,20 \cdot 2000 = 400 \text{ „ (Beschotterung)} \\ \text{zusammen} &= 688 \approx 700 \text{ kg/qm.} \end{aligned}$$

Mithin ist

$$\mathfrak{M} = \frac{gl^2}{8} = \frac{700 \cdot 1,875^2}{8} = 307 \text{ mkg.}$$

Ferner ist G (Gewicht des massiven Geländers)

$$\begin{aligned} G &= 1,10 \cdot 0,07 \cdot 2400 = 185 \text{ kg/lfd. m} \\ g_1 &= 0,08 \cdot 2400 = 192 \text{ kg/qm.} \\ M_I &= g M_I = 185 \cdot 0,51 = 94,5 \text{ mkg} \\ &+ g_1 M_I = 192 \cdot \frac{0,51^2}{2} = 25 \text{ „} \end{aligned}$$

$$\text{zusammen} = 119,50 \text{ mkg.}$$

Mit Hilfe Fig. 42 d werden dann in bekannter Weise die größten positiven Momente für die Verkehrsbelastung ermittelt. (Die Bestimmung der Momente bei der ungünstigsten Laststellung ist aus der Figur zu ersehen.)

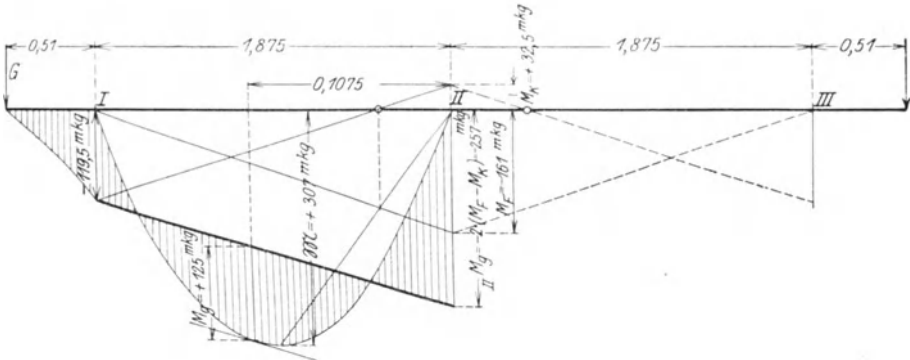


Fig. 42 c. Momente der Fahrbahnplatte für ständige Belastung.

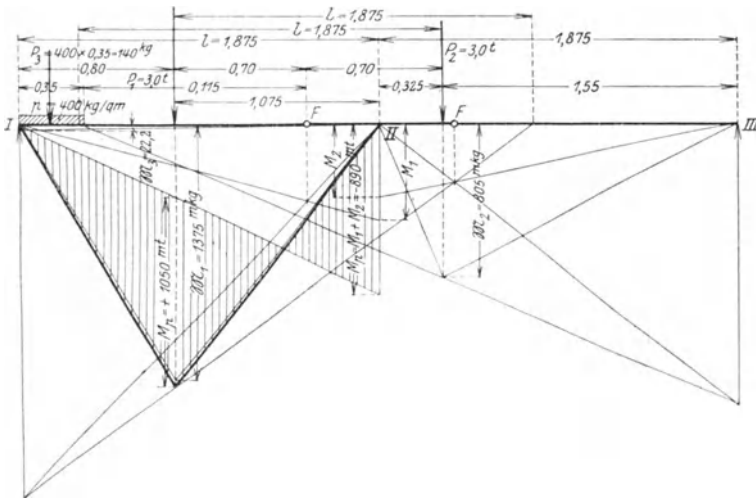


Fig. 42 d. Momente für Verkehrslast.

Es sind dann:

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{P_1 a b}{l} = \frac{3000 \cdot 0,80 \cdot 1,075}{1,875} = 1375 \text{ mkg,}$$

$$\mathfrak{M}_2 = \frac{3000 \cdot 0,325 \cdot 1,55}{1,875} = 805 \text{ mkg,}$$

$$\mathfrak{M}_3 = \frac{400 \cdot 0,35 \cdot 0,175 \cdot 1,70}{1,875} = 22,2 \text{ mkg.}$$

Man erhält dann aus der Fig. 42 c:

$$\begin{aligned} \text{pos. } M_p \max &= + 1050 \text{ mkg,} \\ \text{neg. } M_p \max &= - 890 \text{ ,,} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{max. } M_g &= + 125,0 \text{ mkg} \\ \text{max. } M_p &= + 1050,0 \text{ ,,} \end{aligned}$$

$$M_{\max} = + 1175,0 \text{ mkg} = + 117 500 \text{ kgcm.}$$

Der Spannungsnachweis ergibt für den rechteckigen Querschnitt mit den Abmessungen $h = 12 \text{ cm}$; $h - a = 10,4 \text{ cm}$; $F_e = (10 \text{ } \varnothing \text{ } 10) = 7,85 \text{ cm}^2$; $F'_e = (2 \text{ } \varnothing \text{ } 10) = 1,57 \text{ cm}^2$; $a' = 1,5 \text{ cm}$ unter Berücksichtigung der Betonzugspannungen ($n' = 0,5$) für $n = 7$ und $b = 100 \text{ cm}$ nach Gleichung (13), Bd. I

$$x = 5,25 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M}{n F'_e \frac{(x - a')^2}{x} + \frac{b x^2}{3} + \frac{n' (h - x)^3 b}{3x} + \frac{n F_e (h - x)^2}{x}}$$

$$= 52,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{bz} = n' \cdot \sigma_{bd} \frac{h - x}{x} = 34,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = n \cdot \sigma_{bd} \frac{h - a - x}{x} = 360 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = n \cdot \sigma_{bd} \frac{x - a'}{x} = 262 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit Rücksicht auf σ_{bd} ist ein Beton mit einer Mindestbiegungsdruckfestigkeit von 250 kg/qcm erforderlich, damit eine fünffache Sicherheit erreicht wird. Wird die Brücke im Alter von 4 Wochen in Betrieb genommen, so müßte der Beton hochwertiger sein, als wenn sie erst nach 3 Monaten dem Verkehr übergeben wird.

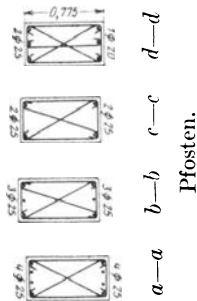
Der Betrag von $\sigma_{bz} = 34 \text{ kg/qcm}$ gibt bei einwandfreier Verarbeitung eine einfache Sicherheit.

Das Haupttragwerk (Fig. 42e) wird berechnet als zweistieliger an den Füßen eingespannter Rahmen mit Auskragungen nach beiden Seiten¹⁾.

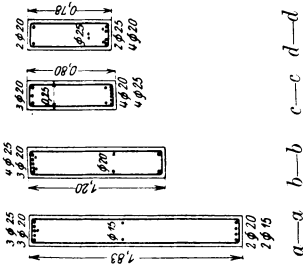
Wir betrachten den Mittelbinder und wählen bei der ersten Berechnung für den Riegel einen mittleren Querschnitt mit gleichbleibendem Trägheitsmoment wie für die Rahmenstiele (Fig. 42). Es ist dann:

$$F = 1,87 \cdot 0,12 + 0,30 \cdot 0,48 = 0,368 \text{ qm.}$$

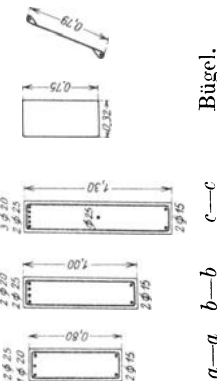
¹⁾ Nach dem Verfahren, wie es Gehler in seinem Buche „Der Rahmen“ (Verlag Ernst & Sohn) angewendet hat.



Pfeosten.



Riegel.



Bügel.

Kragarm.

Der Schwerpunktsabstand:

$$x = \frac{1,57 \cdot 0,12^2 + 0,30 \cdot 0,60^2}{2 \cdot 0,368} = 0,178 \text{ m.}$$

Das Trägheitsmoment:

$$J_x = \frac{1}{3} (1,87 \cdot 0,178^3 - 1,57 \cdot 0,058^3 + 0,30 \cdot 0,422^3) = 0,01083 \text{ m}^4.$$

Der Pfostenquerschnitt hat bei nebenstehendem Querschnitt:

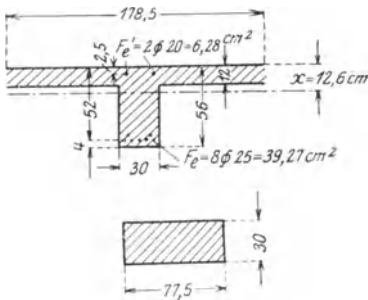


Fig. 42 f.

$$F = 77,5 \cdot 30 = 232,5 \text{ cm}^2,$$

$$J_s = \frac{b h^3}{12} = \frac{30 \cdot 77,5^3}{12} = 0,0116 \text{ m}^4.$$

Für die Rahmenabmessungen ergeben sich die Stützweite:

$$l = 11,40 + 0,775 = 12,175 \text{ m,}$$

die Pfostenhöhe nach der Fig. 42a bei wagerecht angenommener Riegelachse:

$$h = 7,50 \text{ m}$$

und damit der Wert

$$\nu = \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_s} = \frac{7,50}{12,175} \cdot \frac{0,01083}{0,0116} = 0,575.$$

Für den dreiseitigen eingespannten Rahmen sind die Festwerte

$$\alpha_2 = 2 + \nu = 2 + 0,575 = 2,575$$

und

$$\beta_2 = 1 + 6\nu = 1 + 6 \cdot 0,575 = 4,45.$$

Man beachte, daß sich die Koeffizienten ν , α und β mit den Trägheitsmomenten J und J_s ändern. Wir haben J unter der Voraussetzung

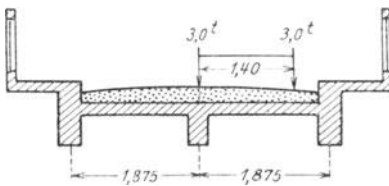


Fig. 42 g.

berechnet, daß der Querschnitt im Riegel und im Pfosten nicht gerissen ist und daß die Eiseneinlagen nicht berücksichtigt werden.

Jede andere Annahme für J ändert die Grundlagen der Berechnung.

Die Belastung des Rahmens für ständige Last besteht aus der lotrechten Belastung des Balkens, und zwar

$$\text{Eigengewicht} \quad g_1 = 0,368 \cdot 2,4 \quad \cong 0,884 \text{ t/m}$$

und dem Gewicht der

$$\text{Fahrbahnbefestigung} \quad g_2 = 0,20 \cdot 1,875 \cdot 2,0 = 0,750 \text{ „}$$

zusammen = 1,634 \cong 1,65 t/m.

Für Verkehrslast wird unter der Annahme, daß eine Radreihe unmittelbar über dem Balken steht (Fig. 42g), die auf diesen entfallende Last

$$P = 3,0 + 3,0 \cdot \frac{(1,875 - 1,40)}{1,875} = 3,76 = \infty 3,80 \text{ t.}$$

Die gleichmäßig verteilte Belastung aus dem anschließenden Menschengedrange ergibt sich zu:

$$p = 1,875 \cdot 0,40 = 0,75 \text{ t/m.}$$

a) Berechnung der Momente für ständige Last.

Die gleichförmig verteilte Last auf den Riegel $g = 1,65 \text{ t/m}$ erzeugt das Biegemoment in der Mitte des entsprechenden frei aufliegenden Trägers:

$$\mathfrak{M}_0 = \frac{g l^2}{8} = \frac{1,65 \cdot 12,175^2}{8} = 30,55 \text{ tm.}$$

Der Einspannungsgrad an den Punkten A , B , C und D zu:

$$\mu_A = \mu_B = -\frac{4}{3 \alpha_2} = -\frac{4}{3 \cdot 2,575} = -0,518,$$

$$\mu_D = \mu_C = +\frac{2}{3 \alpha_2} = +\frac{2}{3 \cdot 2,575} = +0,259.$$

Die Eckmomente ergeben sich nun aus der Beziehung: $M = \mu \cdot \mathfrak{M}$.

$$M_A = M_B = \mu_A \cdot \mathfrak{M}_0 = \mu_B \cdot \mathfrak{M}_0 = -0,518 \cdot 30,55 = -15,84 \text{ mt.}$$

$$M_C = M_D = \mu_C \cdot \mathfrak{M}_0 = \mu_D \cdot \mathfrak{M}_0 = +0,259 \cdot 30,55 = +7,92 \text{ ,,}$$

Aus der Belastung der Kragarme außerhalb der Pfosten ergibt sich das Vergleichsmoment an der Stütze:

$$\mathfrak{M}_K = -g \cdot l \cdot \frac{l}{2} = -1,65 \cdot \frac{4,20^2}{2} = -14,55 \text{ mt.}$$

Bei Belastung des Kragarmes bei A erhält man:

$$\mu_A = -\frac{1}{\alpha_2} - \frac{1}{2 \beta_2} = -\frac{1}{2,575} - \frac{1}{2 \cdot 4,45} = -0,5015,$$

$$\mu_B = -\frac{1}{\alpha_2} + \frac{1}{2 \beta_2} = -0,2765,$$

$$\mu_C = +\frac{1}{2 \alpha_2} + \frac{1}{2 \beta_2} = +\frac{1}{2 \cdot 2,575} + \frac{1}{2 \cdot 4,45} = +0,3070,$$

$$\mu_D = +\frac{1}{2 \alpha_2} - \frac{1}{2 \beta_2} = +0,0820.$$

$$M_A \text{ (Pfosten)} = -0,5015 (-15,44) = +7,30 \text{ mt,}$$

$$M_B \text{ (Pfosten)} = -0,2765 (-14,55) = +4,03 \text{ ,,}$$

$$M_C = +0,3070 (-14,55) = -4,47 \text{ ,,}$$

$$M_D = +0,0820 (-14,55) = -1,194 \text{ ,,}$$

$$M_A \text{ (Riegel)} = +7,30 + (-14,55) = -7,25 \text{ ,,}$$

Bei Belastung mit dem Kragmoment in A :

$$M_B(\text{Riegel}) = + 4,03 + (\pm 0,0) = + 4,03 \text{ m/t.}$$

Bei Belastung mit dem Kragmoment $\mathfrak{M}_K = - 14,55 \text{ mt}$ in B wird analog:

$$M_A(\text{Pfosten}) = + 4,03 \text{ mt,}$$

$$M_B(\text{Pfosten}) = + 7,30 \text{ ,,}$$

$$M_C = - 1,194 \text{ ,,}$$

$$M_D = - 4,47 \text{ ,,}$$

$$M_{A(\text{Riegel})} = + 4,03 + (\pm 0,0) = + 4,03 \text{ mt.}$$

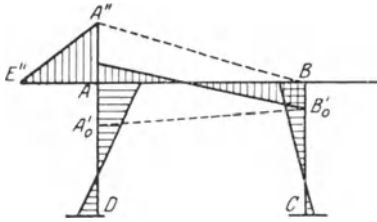


Fig. 43 a.

Bei Belastung in B :

$$M_B(\text{Riegel}) = + 7,30 + (- 14,55) = - 7,25 \text{ mt.}$$

Die oben berechneten Werte für M_A und M_B gelten für die Pfosten. Die Momente im Riegel erhalten wir, wenn wir an $A'_0 - B'_0$ als Schlußlinie (siehe Fig. 43a) die Fläche $A - A'' - B$ ansetzen, d. h.

$$M_{A(\text{Riegel})} = M_A(\text{Pfosten}) + \mathfrak{M}; \quad M_{B(\text{Riegel})} = M_B(\text{Pfosten}) + \mathfrak{M}.$$

Es ergeben sich daher die Gesamtmomente aus der ständigen Last:

Systempunkt	Riegelbelastung	Kragarme bei A belastet	Kragarme bei B belastet	Zusammen
$M_A(\text{Pfosten})$	- 15,84	+ 7,30	+ 4,03	- 4,51
$M_A(\text{Riegel})$	- 15,84	- 7,25	+ 4,03	- 19,06
$M_B(\text{Pfosten})$	- 15,84	+ 4,03	+ 7,30	- 4,51
$M_B(\text{Riegel})$	- 15,84	+ 4,03	- 7,25	- 19,06
M_C	+ 7,92	+ 4,47	- 1,194	+ 2,256
M_D	+ 7,92	- 1,194	- 4,47	+ 2,256
$M_{A(\text{Kragarm})}$	0,00	- 14,55	0,00	- 14,55

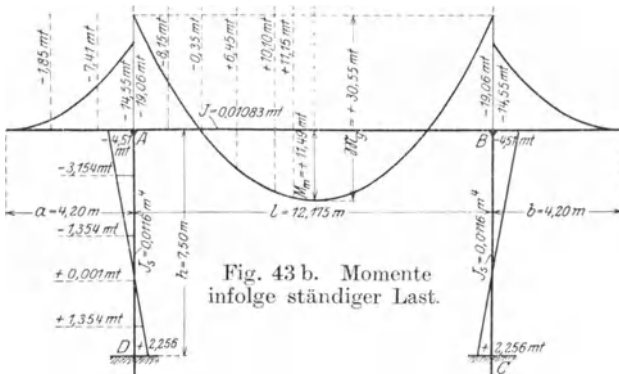


Fig. 43 b. Momente infolge ständiger Last.

Der Symmetrie wegen wird

$$M_A = M_B$$

und

$$M_C = M_D.$$

Der Verlauf der Momente ist in Fig. 43 b eingetragen.

b) Berechnung der Größtwerte für die Momente bei Verkehrsbelastung.

Wir ermitteln die Größtwerte der Momente aus der Verkehrsbelastung mit Hilfe der Einflußlinien, die wir aus den Zustandslinien bei verschiedenen Laststellungen der Last 1 erhalten.

Für Last „1“ wird hier das in A wirkende Kragmoment am Ende des Kragarmes mit dem Abstand von $A = 4,2$ m

$$\mathfrak{M}_K = -4,2 \cdot 1,0 = -4,2 \text{ mt}$$

und mit den bereits vorher errechneten Einspannungsgraden für Kragarmbelastung werden:

$$\begin{aligned} M_{A(\text{Pfosten})} &= -0,5015 \cdot (-4,2) = +2,106 \text{ mt;} \\ M_{A(\text{Riegel})} &= +2 \cdot 106 - 4 \cdot 20 = -2,094 \text{ mt,} \\ M_{B(\text{Pfosten})} &= -0,2765 \cdot (-4,2) = +1,160 \text{ mt} = M_{B(\text{Riegel})}, \\ M_C &= +0,3070 \cdot (-4,2) = -1,290 \text{ mt,} \\ M_D &= +0,0820 \cdot (-4,2) = -0,344 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Ähnlich wird z. B. für die Laststellung 1,2 m links von A :

$$\begin{aligned} M_{A(\text{Pfosten})} &= +0,602 \text{ mt} \\ M_{B(\text{Pfosten})} &= +0,332 \text{ ,,} \\ M_C &= -0,369 \text{ ,,} \\ M_D &= -0,098 \text{ ,,} \end{aligned}$$

Da \mathfrak{M}_K hier $= 1,2 \cdot 1,0 = -1,2$ mt, wird

$$\begin{aligned} M_{A(\text{Riegel})} &= +0,602 - 1,2 = 0,598 \text{ mt,} \\ M_{B(\text{Riegel})} &= M_{B(\text{Pfosten})}. \end{aligned}$$

Für die Stellung der Last „1“ auf dem Riegel mit $a = 1,2$ m rechts von A oder $b = 10,975$ m links von B wird das Vergleichsmoment

$$\mathfrak{M} = \frac{P \cdot ab}{l} = 1,0 \cdot \frac{1,2 \cdot 10,975}{12,175} = +1,082 \text{ mt,}$$

$$\xi = \frac{a}{l} = \frac{1,2}{12,175} = 0,0986,$$

$$\mu_A = -\frac{1}{\alpha_2} = \frac{1 - 2\xi}{2\beta_2} = -\frac{1}{2,575} - \frac{1 - 2 \cdot 0,0986}{2 \cdot 4,45} = -0,4793,$$

$$\mu_B = -\frac{1}{\alpha_2} + \frac{1 - 2\xi}{2\beta_2} = -0,389 + 0,0903 = -0,2987,$$

$$\mu_C = +\frac{1}{2\alpha_2} + \frac{1 - 2\xi}{2\beta_2} = +0,1945 + 0,0903 = +0,2848,$$

$$\mu_D = +\frac{1}{2\alpha_2} - \frac{1 - 2\xi}{2\beta_2} = +0,1945 - 0,0903 = +0,1042.$$

$$\begin{aligned}
 M_A &= -0,4793 \cdot 1,082 = -0,519 \text{ mt} \\
 M_B &= -0,2987 \cdot 1,082 = -0,323 \text{ ,,} \\
 M_C &= +0,2848 \cdot 1,082 = +0,308 \text{ ,,} \\
 M_D &= +0,1042 \cdot 1,082 = +0,113 \text{ ,,}
 \end{aligned}$$

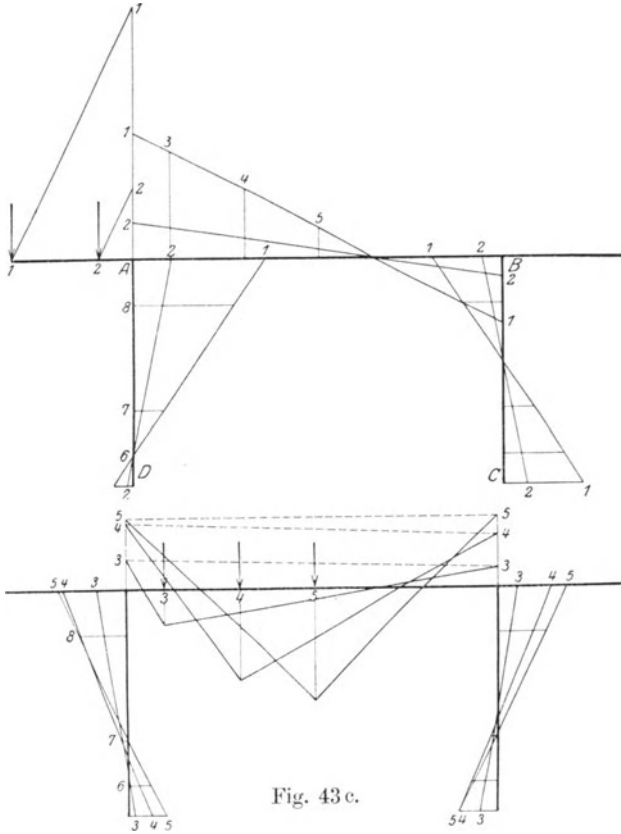


Fig. 43 c.

Für $a = 4,8$; $b = 7,375$; $\xi = \frac{12,175}{4,8} = 0,3945$;

$$\mathfrak{M} = 1,0 \cdot \frac{4,8 \cdot 7,375}{12,175} = 2,91 \text{ mt}$$

werden

$$\mu_A = -0,389 - \frac{1 - 2 \cdot 0,3945}{2 \cdot 4,45} = -0,4127,$$

$$\mu_B = -0,389 + 0,0237 = -0,3653,$$

$$\mu_C = +0,1945 + 0,0237 = +0,2182,$$

$$\mu_D = +0,1945 - 0,0237 = +0,1708.$$

$$M_A = -0,4127 \cdot 2,91 = -1,200 \text{ mt}$$

$$M_B = -0,3653 \cdot 2,91 = -1,062 \text{ ,,}$$

$$M_C = +0,2182 \cdot 2,91 = +0,635 \text{ ,,}$$

$$M_D = +0,1708 \cdot 2,91 = +0,497 \text{ ,,}$$

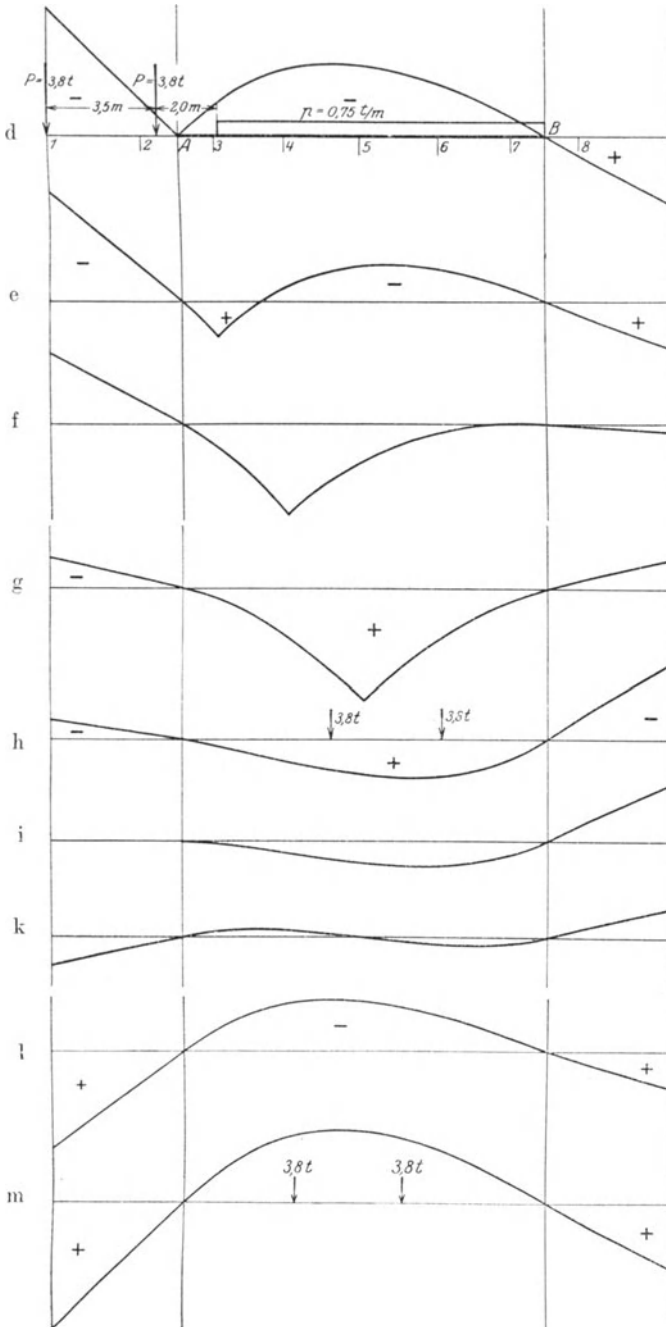


Fig. 43 d bis m. Einflußlinien für die Momente.

Für $a = b = \frac{l}{2} = 6,0875 \text{ m}$

wird: $\mathfrak{M} = \frac{P \cdot l}{4} = 1,0 \cdot \frac{12,175}{4} = 3,044 \text{ mt,}$

$$\mu_A = \mu_B = -\frac{1}{\alpha_2} = -\frac{1}{2,575} = -0,389,$$

$$\mu_C = \mu_D = +\frac{1}{2\alpha_2} = +\frac{1}{2 \cdot 2,575} = +0,1945,$$

$$M_A = M_B = -0,389 \cdot 3,044 = -1,184 \text{ mt}$$

$$M_C = M_D = +0,1945 \cdot 3,044 = +0,591 \text{ ,,}$$

Die Zustandslinie für die Momente sind in Fig. 43c aufgetragen. Aus diesen werden dann die Einflußlinien für verschiedene Querschnitte in Fig. 43d bis m abgeleitet.

Mit Hilfe des Belastungsschemas ergeben sich nun für die verschiedenen Querschnitte folgende Größtwerte für die Momente: Im Querschnitt rechts von A im Riegel.

pos. $M_{A \max}^r = +[3,8 \cdot (1,15 + 0,20)] = +5,14 \text{ mt.}$

neg. $M_{A \max}^r = -[3,8 \cdot (2,10 + 0,35) + 0,75(4,0 + 4,10 + 1,10)] = -16,20 \text{ mt}$
(Belastungsschema ist in Fig. 43d eingetragen).

Querschnitt „3“ (hierzu Fig. 43e).

pos. $M_{3 \max} = +[3,8 \cdot 0,94 + 0,75(0,78)] = +4,16 \text{ mt.}$

neg. $M_{3 \max} = -[3,8 \cdot 2,07 + 0,75 \cdot 3,9] = -10,80 \text{ mt.}$

Querschnitt „4“ (hierzu Fig. 43f).

pos. $M_{4 \max} = +[3,8 \cdot 1,9 + 0,75 \cdot 0,65] = +7,71 \text{ mt.}$

neg. $M_{4 \max} = -[3,8 \cdot 1,35 + 0,75 \cdot 0,04] = -5,17 \text{ mt.}$

Querschnitt „5“ (Riegelmitte) (Fig. 43g).

pos. $M_{5 \max} = +[3,8 \cdot 2,36 + 0,75 \cdot 1,65] = +10,50 \text{ mt.}$

neg. $M_{5 \max} = -[3,8 \cdot 0,6 + 0,75 \cdot 1,07] = -3,08 \text{ mt.}$

Momente in den Säulenquerschnitten:

Querschnitt am Säulenfuß (Fig. 43h).

pos. $M_{D \max} = +[3,8 \cdot 1,12 + 0,75 \cdot 0,82] = +4,88 \text{ mt.}$

neg. $M_{D \max} = -[3,8 \cdot 1,51 + 0,75 \cdot 0,74] = -6,30 \text{ mt.}$

Querschnitt „6“ (Fig. 43i).

pos. $M_{6 \max} = +[3,8 \cdot 0,71 + 0,75 \cdot 0,41] = +3,01 \text{ mt.}$

neg. $M_{6 \max} = -[3,8 \cdot 1,12 + 0,75 \cdot 0,0] = -4,26 \text{ mt.}$

Querschnitt „7“ (Fig. 43k).

$$\text{pos. } M_7 \max = + [3,8 \cdot 0,56 + 0,75 \cdot 0,55] = + 2,54 \text{ mt.}$$

$$\text{neg. } M_7 \max = - [3,8 \cdot 0,6 + 0,75 \cdot 0,55] = - 2,69 \text{ mt.}$$

Querschnitt „8“ (Fig. 43l).

$$\text{pos. } M_8 \max = + [3,8 \cdot 1,89 + 0,75 \cdot 1,3] = + 8,17 \text{ mt.}$$

$$\text{neg. } M_8 \max = - [3,8 \cdot 1,55 + 0,75 \cdot 1,25] = - 6,83 \text{ mt.}$$

Querschnitt unterhalb des Punktes A im Pfosten (Fig. 43m).

$$\text{pos. } {}_uM_A \max = + \left[3,8 \cdot 2,94 + 0,75 \cdot \frac{1,1 \cdot 4,2}{2} \right] = + 12,92 \text{ mt.}$$

$$\text{neg. } {}_uM_{\max} = - [3,8 \cdot 2,2 + 0,75 \cdot 1,81] = - 9,72 \text{ mt.}$$

Kragarmquerschnitte: Schnitt links von A: ${}_lM_A$.

$$\text{neg. } {}_lM_A \max = - [3,8 \cdot (4,2 + 0,7)] = - 18,60 \text{ mt.}$$

Querschnitt „2“.

$$M_2 \max = - 3,8 \cdot 3,0 = - 11,4 \text{ mt.}$$

Querschnitt „1“.

$$M_1 \max = 3,8 \cdot 0,0 = - 0,0 \text{ mt.}$$

Zusammenstellung der Momente aus Eigengewicht und Verkehrsbelastung.

(Die positiven und negativen Größtwerte sind hervorgehoben.) Der Verlauf der Momente für Verkehrslast ist in Fig. 44a eingetragen.

Rahmenteile und Querschnitt	Eigengewichtsmoment mt		Verkehrsmoment mt		Zusammen mt	
	pos.	neg.	pos.	neg.	pos.	neg.
Kragarm	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	2	0,00	7,41	0,00	11,40	18,81
	A^l	0,00	14,55	0,00	18,60	33,15
Riegel	A^r	0,00	19,06	5,14	16,20	35,26
	3	0,00	8,15	4,16	10,80	18,95
	4	6,45	0,00	7,71	5,17	14,16
	5	11,49	0,00	10,50	3,08	21,99
	D	2,26	0,00	4,88	6,30	7,14
Pfosten	6	1,35	0,00	3,01	4,26	4,36
	7	0,00	0,00	2,54	2,69	2,54
	8	0,00	3,15	8,17	6,83	5,02
	A^u	0,00	4,51	12,92	9,72	8,41

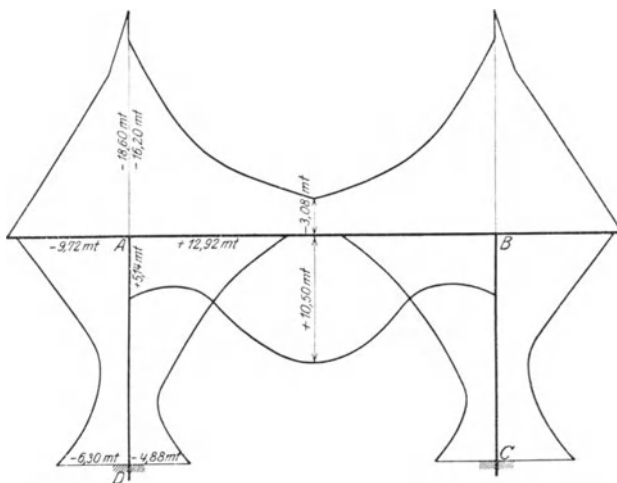


Fig. 44 a. Momente für Verkehrsbelastung.

c) Ermittlung der Querkräfte.

Die Ermittlung der Einflußlinie für den Riegel erfolgt wie bei der Balkenbrücke unter 1. Für die Zusatzglieder $\frac{M_r - M_l}{l}$ ermittelt man die Werte für M_r aus der Einflußlinie für M_A^r als Spiegelbild M_B^l und diejenigen für M_l aus derselben direkt daraus entnommen.

Rahmenteil und Laststellung	$M_r - M_B$	$M_l - M_A$	$M_r - M_l$	$\frac{M_r - M_l}{l}$	
Kragarm	1	+ 1,160	- 2,094	+ 3,254	+ 0,267
	2	+ 0,332	- 0,598	+ 0,930	+ 0,076
Stütze	A	0,00	0,00	0,00	0,00
Riegel	3	- 0,323	- 0,519	+ 0,196	+ 0,016
	4	- 0,872	- 1,101	+ 0,229	+ 0,019
	5	- 1,184	- 1,184	± 0,000	+ 0,000

(Der Symmetrie halber braucht man nur die Querschnitte links der Symmetrieachse zu betrachten.)

Die Einflußlinie für die Querkräfte im Riegel ist in Fig. 44 b oben aufgetragen.

Die Einflußlinie für die Querkräfte im Pfosten.

Da die Pfosten keine direkte Belastung aufzunehmen haben, so ergeben sich die Querkräfte nur aus dem Gliede $\frac{M_r - M_l}{l}$ ($q = 0$).

Diese Werte werden in nachstehender Zusammenstellung ermittelt. Die Werte für M_r sind der Einflußlinie für M_A^u , die für M_l derjenigen für M_D entnommen.

Für die linke Rahmenhälfte:

Rahmenteile und Laststellung	$M_r = M_A$	$M_l = M_D$	$M_r - M_l$	$\frac{M_r - M_l}{l}$	
Kragarm	1	+ 2,106	- 0,344	+ 2,450	+ 0,327
(links)	2	+ 0,602	- 0,099	+ 0,701	+ 0,094
Stütze	A	0,00	0,00	0,00	0,00
Riegel	3	- 0,519	+ 0,113	- 0,632	- 0,084
(linke Hälfte)	4	- 1,101	+ 0,377	- 1,478	- 0,197
	5	- 1,184	+ 0,591	- 1,775	- 0,237

Die Werte für die rechte Rahmenhälfte sind der Symmetrie wegen dieselben. Die Einflußlinie, die gleichzeitig für den Horizontalschub gilt, ist in Fig. 44 b unten aufgetragen.

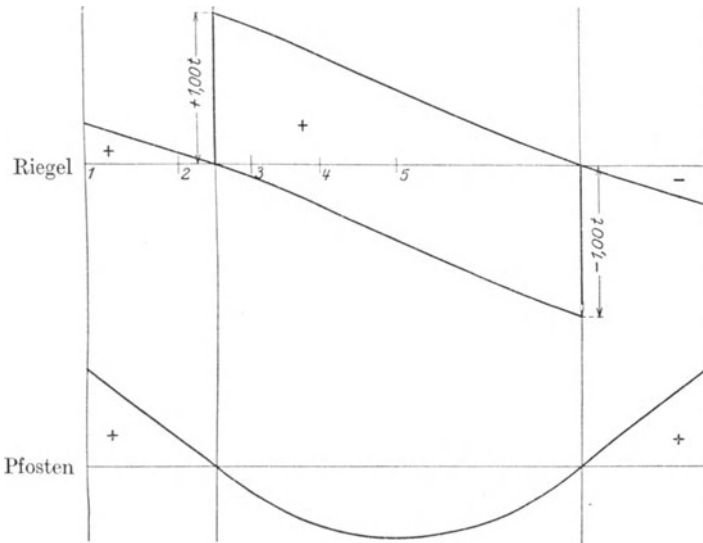


Fig. 44 b. Einflußlinien für die Querkräfte.

Die Ermittlung der Größtwerte der Querkräfte mit Hilfe des Belastungsschemas und der Einflußlinien für Querschnitte im Riegel erfolgt nachstehend.

Im Querschnitt rechts der Pfosten A wird:

$$\text{pos. } Q_{\max} = + [3,8 \cdot (1,0 + 0,735) + 0,75 \cdot 2,35] = + 8,36 \text{ t.}$$

$$\text{neg. } Q_{\max} = - [3,8 \cdot 0,308] = - 1,17 \text{ t.}$$

Querschnitt „3“.

$$\text{pos. } Q_{\max} = + [3,8 \cdot 1,54 + 0,75 \cdot 1,68] = + 7,11 \text{ t.}$$

$$\text{neg. } Q_{\max} = - [3,8 \cdot 0,308 + 0,75 \cdot 0,06] = - 1,22 \text{ t.}$$

Querschnitt „4“.

$$\text{pos. } Q_{\max} = + [3,8 \cdot 1,13 + 0,75 \cdot 0,92] = + 4,99 \text{ t.}$$

$$\text{neg. } Q_{\max} = - [3,8 \cdot 0,308 + 0,75 \cdot 0,48] = - 1,53 \text{ t.}$$

In Riegelmitte:

$$\text{pos. } Q_{\max} = + [3,8 \cdot 0,695 + 0,75 \cdot 0,57] = + 3,07 \text{ t}$$

$$\text{neg. } Q_{\max} = - \text{pos. } Q_{\max} = - 3,07 \text{ t.}$$

Für die Querschnitte im Pfosten ergibt sich in allen Querschnitten ein konstantes, gleichgroßes Q_{\max} , da dieser selbst keine direkte Belastung aufnimmt.

Es sind also

$$\text{pos. } Q_{\max} = + \left[3,8 \cdot 0,376 + 0,75 \cdot \frac{0,327 \cdot 4,2}{2} \right] = + 1,945 \text{ t.}$$

$$\text{neg. } Q_{\max} = - [3,8 \cdot 0,431 + 0,75 \cdot 0,395] = - 1,931 \text{ t.}$$

Die oben berechneten Werte für die maximalen Querkräfte im Pfosten ergeben gleichzeitig mit umgekehrtem Vorzeichen die Größtwerte für den am Pfostenfuß auftretenden Horizontalschub. Es ist demnach:

$$\text{pos. } H_{\max} = + 1,931 \text{ t;} \quad \text{neg. } H_{\max} = - 1,945 \text{ t.}$$

Im Kragarm ist Q_{\max} infolge Verkehrsbelastung von A bis $(4,2 - 3,5) = 0,7 \text{ m}$ links davon konstant $= 2 \cdot 3,8 = 7,6 \text{ t}$ und von dort bis an das freie Ende kommt $1 \cdot 3,8 = - 3,8 \text{ t}$.

Die Querkräfte infolge der Eigengewichtsbelastung ergeben sich im Riegel, da $M_r = M_l$, wie beim frei aufliegenden Balken

$$Q_A = Q = \frac{g \cdot l}{2} = \frac{1,65 \cdot 12,175}{2} = + 10,05 \text{ t;}$$

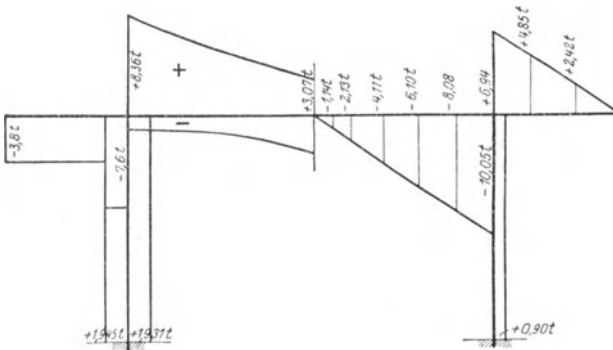


Fig. 44 c. Größte Querkräfte:
für Verkehrslast; für ständige Last.

im Pfosten:

$$Q = \frac{M_r - M_l}{l} = \frac{M_A^u - M_D}{l} = \frac{(-4,51) - (+2,256)}{7,5}$$

$$Q_A^u = -\frac{6,766}{7,5} = -0,90 \text{ t} = \text{gleichbleibend};$$

im Kragarm:

$$Q_A^r = g \cdot a = 1,65 \cdot 4,2 = -6,94 \text{ t}.$$

Zusammenstellung der größten Querkräfte.

Rahmenteil und Querschnitt	Eigen- gewicht	Verkehrsbelastung		Größtwerte		
		pos.	neg.	pos.	neg.	
Kragarm (links)	1	0,00	0,00	-3,80	0,00	-3,80
	2	-4,85	0,00	-3,80	-4,85	-8,65
	A ^l	-6,94	0,00	-7,60	-6,94	-14,54
Riegel (linke Hälfte)	A ^r	+10,05	+8,36	-1,17	+18,41	+8,88
	3	+8,08	+7,11	-1,22	+15,20	+6,87
	4	+4,11	+4,99	-1,53	+9,10	+2,58
	5	+0,00	+3,07	-3,07	+3,07	-3,07
Pfosten	A ^u	-0,90	+1,95	-1,93	+1,05	-2,83

In Fig. 44c sind die Querkraftlinie für Eigengewicht im rechten Teil, für Verkehrslast im linken Teil aufgetragen.

d) Bemessung einiger charakteristischer Querschnitte.

Querschnitt „5“ in Riegelmitte mit einem größten positiven Moment: $M_{\max} = +21,99 \cong 22,0 \text{ mt}$.

Bei Berücksichtigung der Druckbewehrung unter Vernachlässigung des Betonzugteiles wird nach Gleichung (34), Bd. I mit den Abmessungen nach Fig. 44d.

$$x = \frac{\frac{187,5 \cdot 12^2}{2} + 10 [6,28 \cdot 2,5 + 39,27 \cdot (56 - 4,0)]}{187,5 \cdot 12 + 10 [628 + 39,27]} = 12,6 \text{ cm}.$$

$$J_n = \frac{187,5 \cdot 12,6^3}{3} - \frac{157,5 \cdot 0,6^3}{3} + 10 \cdot 39,27 \cdot 39,4^2 + 10 \cdot 6,28 \cdot 10,1^2 = 740400 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2200000 \cdot 12,6}{740400} = 37,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{2200000 \cdot 39,4}{740400} = 1170 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{2200000 \cdot 10,1}{740400} = 300 \text{ kg/cm}^2.$$

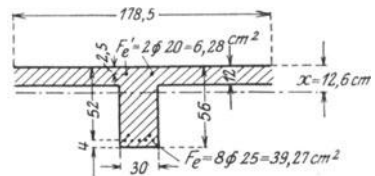


Fig. 44 d.

Für das größte negative Moment $M'_A = -35,26$ mt im Querschnitt über dem Pfosten bei A wird der rechteckige Querschnitt nach Fig. 44 e der Berechnung zugrunde gelegt. Es ist dann:

$$x = \frac{n \cdot F_e}{b} - 1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot (h - a)}{n \cdot F_e}}$$

$$= \frac{10 \cdot 24,54}{30} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 30 \cdot (140 - 6)}{10 \cdot 24,54}} \right] = 39,3 \text{ cm,}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2M}{x \cdot b \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 3526000}{39,3 \cdot 30 \cdot \left(134 - \frac{39,3}{3} \right)} = 49,6 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = \frac{M}{F_e \cdot \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{3526000}{24,54 \cdot (134 - 13,1)} = 1190 \text{ kg/cm}^2.$$

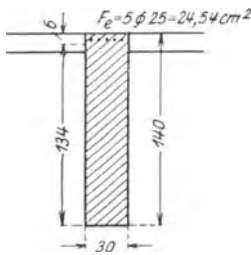


Fig. 44 e.

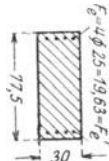


Fig. 44 f.

Der Querschnitt genügt sonach.

Bei dem Querschnitt Pkt. A am Pfosten (Säulenkopf) handelt es sich um Biegungsbeanspruchung mit axialem Druck. Die Ermittlung des auf die Stütze entfallenden Druckes erfolgt unter Zugrundelegung der Einflußlinie für die Querkraft rechts von A mit Hilfe des Belastungsschemas. Es ergibt sich dabei:

$$Q_A^r = + 3,8 \cdot 1,09 + 0,75 \cdot 2,74 = + 6,20 \text{ t,}$$

$$Q_A^l = 4,20 \cdot 0,75 = + 3,15 \text{ t.}$$

Der aus der Verkehrsbelastung entstehende gesamte Druck = 9,35 t

$$\text{der aus dem Eigengewicht} = \left(4,20 + \frac{12,175}{2} \right) \cdot 1,65 = 17,00 \text{ t}$$

$$\text{Es ergibt sich demnach der Druck } N = 26,35 \text{ t}$$

Das Moment für diese Belastung ist $M = -14,23$ mt.

Die Spannungsermittlung geschieht hier, da die Gleichung für x dritten Grades ist, zeichnerisch, und man erhält für den Querschnitt nach Fig. 44 f mit:

$$\frac{M}{N h} = \frac{1423000}{26350 \cdot 77,5} = 0,7,$$

$$\varphi = \frac{F_e}{b h} = \frac{19,63}{30 \cdot 77,5} = \frac{0,845}{100} = 0,845\%.$$

$$x = 38,6 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bd} &= \frac{2 N x}{b x^2 + 2 F_e n (2 x - d)} = \\ &= \frac{2 \cdot 26\,350 \cdot 38,6}{30 \cdot 38,6^2 + 2 \cdot 19,63 \cdot 10 \cdot (2 \cdot 38,6 - 77,5)} = 45,8 \text{ kg/cm}^2, \end{aligned}$$

$$\sigma_{ez} = n \sigma_{bd} \frac{0,92 \bar{h} - x}{x} = 10 \cdot 45,8 \cdot \frac{0,92 \cdot 77,5 - 38,6}{38,6} = 388 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = n \sigma_{bd} \frac{x - 0,08 \cdot h}{x} = 10 \cdot 45,8 \cdot \frac{38,6 - 0,08 \cdot 77,5}{38,6} = 384 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Querschnitt am Stützenfuß bei D wird das größte positive Biegemoment infolge der Verkehrsbelastung auf demselben Wege ermittelt wie vorher. Es wird:

$$\begin{aligned} Q_A^r &= + [3,8 \cdot 0,87 + 0,75 \cdot (2,76 + 0,53)] = 5,80 \text{ t} \\ Q_A^r &= 4,20 \cdot 0,75 = 3,15 \text{ t} \\ \text{Insgesamt } Q_b &= 8,95 \text{ t} \\ \text{Eigengewicht des Balkens } Q_g &= 17,00 \text{ t} \\ \text{Eigengewicht der Stütze: } 0,775 \cdot 0,30 \cdot 7,5 \cdot 2,4 &\simeq 4,20 \text{ t} \\ N &= + 30,15 \text{ t} \\ M_{\max} &= + 7,14 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Es wird für den gleichen Querschnitt nach Fig. 44f mit $F_e = 12,96 \text{ cm}^2$.

$$\frac{M}{N h} = \frac{714\,000}{30\,150 \cdot 77,5} = 0,37,$$

$$\varphi = \frac{F_e}{b h} = \frac{12,96}{30 \cdot 77,5} = \frac{0,56}{100} = 0,56 \text{ \%},$$

$$x = 51,2 \text{ cm,}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bd} &= \frac{2 N x}{b x^2 + 2 F_e n (2 x - d)} = \\ &= \frac{2 \cdot 30\,150 \cdot 51,2}{30 \cdot 51,2^2 + 2 \cdot 12,96 \cdot 10 \cdot (2 \cdot 51,2 - 77,5)} \end{aligned}$$

$$\sigma_{bd} = 38,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = n \sigma_{bd} \frac{0,92 \bar{h} - x}{x} = 10 \cdot 38,2 \cdot \frac{0,92 \cdot 77,5 - 51,2}{51,2} = 150 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = n \sigma_{bd} \frac{x - 0,08 \bar{h}}{x} = 10 \cdot 38,2 \cdot \frac{51,2 - 0,08 \cdot 77,5}{51,2} = 335 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Bodenpressung infolge der Rahmenbelastung:

Die Exzentrizität der Normalkraft N beträgt:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{714\,000}{30\,150} = 23,7 \text{ cm},$$

$$W = \frac{b h^2}{6} = \frac{187,5 \cdot 200^2}{6} = 1\,250\,000 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{N e}{W}.$$

$$\sigma = \frac{30\,150}{187,5 \cdot 200} \pm \frac{30\,150 \cdot 23,7}{1\,250\,000} = 0,804 \pm 0,571,$$

$${}_1\sigma_{ba} = 0,804 + 0,571 = +1,375 \text{ kg/cm}^2,$$

$${}_2\sigma_{ba} = 0,804 - 0,571 = +0,233 \text{ kg/cm}^2.$$

e) Die Berechnungen der Schubspannungen und der schrägen Eisen.

Für den Querschnitt rechts von A ist nach der Zusammenstellung auf Seite 339

$$Q_A^r = +18,41 \text{ t.}$$

Für den Querschnitt nach Fig. 44e wird:

$$h_{zD} = h - a - \frac{x}{3} = 140 - 6 - \frac{39,3}{3} = 120,0 \text{ cm}$$

und demnach mit $b = 30 \text{ cm}$

$$\tau_{\max} = \frac{18\,410}{30 \cdot 120,9} = 5,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Querschnitt in Riegelmitte ist

$$Q = 3,07 \text{ t} \quad \text{und} \quad h_{zD} \simeq h - \frac{d}{3} = 60 - \frac{12}{3} = 56 \text{ cm},$$

demnach

$$\tau = \frac{3070}{30 \cdot 56} = 1,83 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Querschnitt links von A wird

$$Q_A^l = 14,54 \text{ t} \quad \text{und} \quad \tau = \frac{14\,540}{10 \cdot 120,9} = 4,02 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Pfosten ist

$$Q_{\max}^{\text{Pfosten}} = 2,83 \text{ t};$$

Bei einem Querschnitt nach Fig. 44f wird

$$h_{zD} = h - a - \frac{x}{3} = 77,5 - 3,5 = \frac{38,6}{3},$$

$$h_{zD} = 74,0 - 12,87 = 61,13 \text{ cm}$$

und mit $b = 30$ cm

$$\tau_{\max} = \frac{2830}{30 \cdot 61,13} = 1,54 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubspannungen bleiben überall unter dem zulässigen Maß von $4,5 \text{ kg/cm}^2$, ausgenommen die Querschnitte im Riegel unmittelbar links von A . Die von unten hochgeführten Eisen genügen aber für die schrägen Zugspannungen bei weitem.

f) Berücksichtigung der Nebeneinflüsse.

Um einen Einblick über die Größe der Nebeneinflüsse zu erhalten, wollen wir noch die Einwirkung der Temperatur und des Schwindens untersuchen.

Einfluß der Temperaturänderung:

Für eine Änderung von $\pm 20^\circ \text{C}$ ergibt sich mit einer Ausdehnungsziffer $\beta = 0,0000100$ für den Riegel eine Längenänderung $\Delta l = \beta \cdot t \cdot l$

$$\begin{aligned} \Delta l &= 0,0000100 \cdot (\pm 20) \cdot 12175 = \pm 2,435 \text{ mm} \\ &= \pm 0,002435 \text{ m.} \end{aligned}$$

Für eine wagerechte Verschiebung des Pfostenfußes um Δl sind nach dem von Gehler eingeschlagenen Verfahren

$$\left. \begin{aligned} M_{a,b} &= \mp \Delta l \cdot \frac{3EJ_s}{h^2} \cdot \frac{\nu}{\alpha_2} \\ M_{d,c} &= \mp \Delta l \cdot \frac{3EJ_s}{h^2} \cdot \frac{1+\nu}{\alpha_2} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{(obere Vorzeichen gel-} \\ \text{ten für eine Verschie-} \\ \text{bung nach innen)} \end{array}$$

berechnet. Einer Verschiebung nach außen entspricht nun eine Wärmeminderung; während eine Temperaturerhöhung einer Verschiebung nach innen gleichkommt. Es ergeben sich nun mit den bereits ermittelten Werten für $\alpha_2 = 2,575$; $\nu = 0,575$; $J_s = 0,0116 \text{ m}^4$; $h = 7,5$ m und für $E = 2000000 \text{ t/m}^2$ nachstehende Momente:

a) für eine Erwärmung um $+20^\circ \text{C}$:

$$\begin{aligned} M_{A,B} &= -0,002435 \cdot \frac{3 \cdot 2000000 \cdot 0,0116}{7,5^2} \cdot \frac{0,575}{2,575} = -0,675 \text{ mt,} \\ M_{D,C} &= +0,002435 \cdot \frac{3 \cdot 2000000 \cdot 0,0116}{7,5^2} \cdot \frac{1,575}{2,575} = +1,845 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Für eine Temperaturerniedrigung um -20°C wird sinngemäß:

$$M_{A,B} = +0,675 \text{ mt;} \quad M_{D,C} = -1,845 \text{ mt.}$$

Einfluß des Schwindens:

Das Schwinden kommt einer Verkürzung des Riegels oder einer Temperaturerniedrigung gleich.

Nimmt man das Schwindmaß aus Versuchen gleich 0,045 mm/lf. m, so wird

$$\Delta l = -\varepsilon_e \cdot l = -0,045 \cdot 12,175 = -0,549 \text{ mm} = -0,000549 \text{ m.}$$

Die Momente berechnen sich nun zu:

$$M_{A,B} = +0,000549 \cdot \frac{3 \cdot 2000000 \cdot 0,0116}{7,5^2} \cdot \frac{0,575}{2,575} = +0,152 \text{ mt,}$$

$$M_{D,C} = -0,000549 \cdot \frac{3 \cdot 2000000 \cdot 0,0116}{7,5^2} \cdot \frac{1,575}{2,575} = -0,416 \text{ mt.}$$

Bei Berücksichtigung der ungünstigsten Wirkung der Nebeneinflüsse ergeben sich für die bereits untersuchten Querschnitte nachstehende Spannungen.

Für den Querschnitt in Riegelmitte:

$$M = +21,99 \text{ (aus Eigengewicht und Verkehrsbelastung)} \\ + 0,675 \text{ (Temperaturerniedrigung)} \\ + 0,152 \text{ (Schwinden)}$$

$$M_{\max} + 22,817 \text{ mt (3,74 \% Zuschlag für Temperatur und Schwinden).}$$

Mit $h = 56 \text{ cm}$ ergibt sich:

$$\sigma_{bd} = \frac{2281700 \cdot 16,85}{640000} = 60,0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 7 \cdot \frac{2281700 \cdot (56 - 7 - 16,85)}{640000} = 800 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 7 \cdot \frac{2281700 \cdot (16,85 - 2,5)}{640000} = 358 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Querschnitt rechts von A:

$$M_A^r = -13,92 \text{ (Eigengewicht und Verkehrsbelastung)} \\ - 0,675 \text{ (Erwärmung)} \\ - 14,595 \text{ m/t (4,85 \% Zuschlag für Temperatur)}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 1459500}{39,3 \cdot 30 \cdot \left(134 - \frac{39,3}{3}\right)} = 20,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = \frac{24,54 (134 - 13,1)}{1459500} = 493 \text{ kg/cm}^2.$$

Der rechnerische Einfluß der Nebenspannungen aus Temperatur und Schwinden ist nicht groß. Letzteres wird man durch die in der Einleitung besprochenen Mittel auszuschneiden suchen, und demnach würde sich die Berechnung erübrigen.

Zum Vergleiche der durch die verschiedenen Einflüsse hervorgerufenen Spannungen seien diese nachstehend, für die verschiedenen Einflüsse getrennt, ermittelt:

Für $h = 56,0 \text{ cm}$ ($J_n = 713\,400 \text{ cm}^4$) mit dem Querschnitt nach Fig. 44d:

aus Eigengewicht ($M_e = 11,49 \text{ mt}$):

$$\sigma_{bd} = \frac{1\,149\,000 \cdot 12,6}{740\,400} = 19,6 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{1\,149\,000 \cdot 39,4}{740\,400} = 612 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{1\,149\,000 \cdot 10,1}{740\,400} = 157 \text{ kg/cm}^2;$$

aus Verkehrslast (12-t-Wagen!) ($M_v = 10,50 \text{ mt}$):

$$\sigma_{bd} = \frac{1\,050\,000 \cdot 12,6}{740\,400} = 17,9 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{1\,050\,000 \cdot 39,4}{740\,400} = 560 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{1\,050\,000 \cdot 10,1}{740\,400} = 143,5 \text{ kg/cm}^2;$$

aus Temperaturänderung ($M_t = 0,675 \text{ mt}$):

$$\sigma_{bd} = \frac{67\,500 \cdot 12,6}{740\,400} = 1,15 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{67\,500 \cdot 39,4}{740\,400} = 36,0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{67\,500 \cdot 10,1}{740\,400} = 9,2 \text{ kg/cm}^2;$$

infolge Schwindens ($M_{\text{Sch.}} = 0,152 \text{ mt}$):

$$\sigma_{bd} = \frac{15\,200 \cdot 12,6}{740\,400} = 0,26 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{15\,200 \cdot 39,4}{740\,400} = 8,1 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{15\,200 \cdot 10,1}{740\,400} = 2,1 \text{ kg/cm}^2.$$

g) Bemessung eines Randbinders.

Die ständige Last ist nach Fig. 44g:

$$g_1 = [0,12 \cdot 0,8125 + 0,78 \cdot 0,25 + 0,47 \cdot 0,08 + 1,1 \cdot 0,07] \cdot 2,4 = 0,811 \text{ t/m}$$

$$g_2 = 0,20 \cdot 0,8125 \cdot 2,0 = 0,325 \text{ „}$$

zusammen = $\underline{1,136} \approx 1,14 \text{ t m.}$

Für den Fall, daß das linke Rad an der Fahrkante steht, ergibt sich der aus der Lastwagenbelastung entstehende Auflagerdruck als Einzellast

$$P = 3,0 \cdot \frac{(1,875 - 0,125) + (1,875 - 1,525)}{1,875},$$

$$P = 3,0 \cdot \frac{1,75 + 0,35}{1,875} = 3,36 \text{ t.}$$

Die aus dem Menschengedränge sich ergebende gleichmäßig verteilte Belastung berechnet sich zu:

$$p = (0,6 + 0,8125) \cdot 0,40 = 0,565 \text{ t/m.}$$

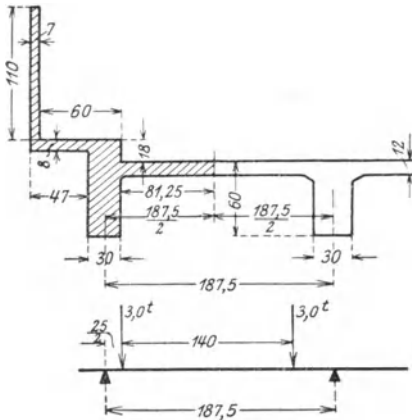


Fig. 44 g.

Die Momente für den Randbinder ermitteln wir, indem wir die für den Mittelbinder ermittelten der Berechnung zugrunde legen. Die zu dieser Ermittlung erforderlichen Koeffizienten ergeben sich aus dem Verhältnis der Belastungen zueinander. Es wird:

$$k_g = \frac{1,14}{1,65} = 0,69 \approx 0,70,$$

$$k_p = \frac{3,36}{3,8} = 0,885,$$

$$k_v = \frac{0,565}{0,75} = 0,755.$$

Als Mittelwert nehmen wir schätzungsweise, um nicht zu günstig zu rechnen:

$$k_p = 0,85.$$

Wir erhalten nun mit diesen Koeffizienten nachstehende Momente in den charakteristischen Querschnitten unter Zuhilfenahme der früheren Zusammenstellung.

Für die Riegelmitte:

$$\begin{aligned} M_g &= + 11,49 \cdot 0,70 = + 8,05 \text{ mt} \\ M_p &= + 10,50 \cdot 0,85 = + 8,95 \text{ „} \\ &\quad + 16,99 \approx 17,0 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Nehmen wir für die Nebeneinflüsse noch einen Zuschlag von 3,74% wie beim Mittelbinder, so erhalten wir als Größtwert:

$$M_{\max} = 17,0 + 17,0 \cdot 0,0374 = 17,0 + 0,64 = 17,64 \text{ mt.}$$

Im Riegel über dem Pfosten rechts von A:

$$\begin{aligned} M_g &= - 19,06 \cdot 0,70 = - 13,32 \text{ mt} \\ M_p &= - 16,20 \cdot 0,85 = - 13,78 \text{ „} \\ &\quad - 27,10 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Wie beim Mittelbinder nehmen wir für die Nebeneinflüsse einen Zuschlag von 4,85% und erhalten als Größtwert:

$$M_{\max} = -(27,10 + 27,10 \cdot 0,0485) = -28,42 \text{ mt.}$$

Die Spannungsermittlung wird nach Gleichung (33) durchgeführt unter Berücksichtigung des Betondruckteiles im Steg:

$$x = 26,0 \text{ cm, } \sigma_{bd} = \frac{M x}{J_n}; \quad \sigma_e = -\frac{M (h - a - x)}{J_n} n,$$

$$J_n = \frac{60,5 \cdot 26,0^3}{3} - \frac{35,5 \cdot 18,0^3}{3} + 10 \cdot 32,21 \cdot 45^2 = 938\,000 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{1764\,000 \cdot 26}{938\,900} = 49,0 \text{ kg/cm}^2$$

(48,8 aus der zeichn. Ermittl.),

$$\sigma_e = \frac{1\,764\,000 \cdot (71 - 26)}{938\,900} \cdot 10 = 850 \text{ kg/cm}^2$$

(870 kg/cm² zeichn.).

Für den Querschnitt über der Stütze rechts von A mit $M_{\max} = -28,42$ mt wirkt der Querschnitt nur als rechteckiger und wir erhalten mit nebenstehenden Abmessungen (Fig. 44h) nach Gleichung (16)

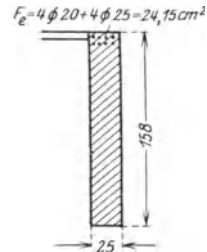


Fig. 44 h.

$$x = \frac{10 \cdot 24,15}{25} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 25 \cdot (158 - 6)}{10 \cdot 24,15}} \right] = 45,4 \text{ cm,}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 M}{x b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 2\,842\,000}{45,4 \cdot 25 \cdot \left(152 - \frac{45,4}{3} \right)} = 36,6 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{M}{x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2\,842\,000}{45,4 \cdot 136,9} = 860 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschnitte des Pfostens:

Die Pfosten führen wir mit den gleichen Dimensionen aus wie bei den Mittelbindern. Da die Kräfte etwas kleiner sind, so bleiben bei der gleichen Bewehrung die Beanspruchungen in den zulässigen Grenzen.

Zusammenfassung und Richtlinien für den Entwurf.

In vorliegendem Falle ist eine Straße über eine zweigleisige Eisenbahn in ebenem Gelände hinwegzuführen. Zur Vermeidung größerer Steigungen und kostspieliger Widerlager, ferner zur Verringerung der Konstruktionshöhe trägt die in der Ausführung vorgesehene Bauart

wesentlich bei. Wegen der verhältnismäßig geringen Fahrbahnbreite genügte die Anordnung von 3 Hauptlängsträgern, von denen einer in der Fahrbahnmittle liegt und die beiden anderen auch zur Aufnahme von auskragenden Fußwegen von je 0,60 m Breite dienen. Zur sicheren Fundierung wurden dann die Rahmenträger auf eine gemeinsame Fundamentsplatte gestellt.

Für die erstmalige Annahme beim Entwurf wird man sich mit Vorteil der in dem Buch von Gehler auch in dieser Berechnung angeführten Gleichungen für den dreiseitigen symmetrischen Rahmen mit eingespannten Pfostenfüßen bedienen und die Momente für die Verkehrsbelastung unter der Voraussetzung bestimmen, daß das Verhältnis der Trägheitsmomente in Stiel und Riegel gleich 1 ist. Für die Eigengewichtsmomente wird man entsprechende Werte wählen, wie dies bereits gezeigt wurde. Eine genaue Rechnung ergibt dann die endgültigen Abmessungen.

Die vorstehende Berechnung ist unter ungünstigeren Belastungsannahmen durchgeführt worden, als diejenigen, die dem ausgeführten Entwurf zugrunde gelegt sind.

Zum Vergleich ermitteln wir nachstehend für den Querschnitt „8“ in Riegelmitte die Momente für eine Verkehrsbelastung infolge Menschengedränge von 350 kg/qm und einen Lastwagen von 6000 kg, beide mit einem Stoßzuschlag von 50 vH. Es wird sich dann die Belastung zusammensetzen aus einer gleichmäßig verteilten von $p = 525$ kg/qm und einem Lastwagengewicht von 9000 kg (mit den bekannten Abmessungen).

Bei einem 50 proz. Stoßzuschlag werden die auf S. 328 ermittelten Werte hier:

$$P = \frac{3,0 + 1,5}{2} + \frac{3,0 + 1,5}{2} \cdot \frac{1,875 - 1,3}{1,875} = 2,94 \text{ t,}$$

$$p = 1,875 \cdot 0,525 = 0,985 \text{ t/m.}$$

Mit Hilfe des Belastungsschemas und der Einflußlinien erhält man nachstehende Größtwerte der Momente:

$$\text{pos. } M_{\max} = (2,94 \cdot 2,57 + 0,985 \cdot 2,55) = 7,55 + 2,51 = +10,06 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{\max} = \left(2,94 \cdot 0,69 + 0,985 \cdot \frac{0,5 \cdot 4,2}{2} \right) = 2,03 + 1,04 = -3,07 \text{ mt.}$$

Wir ersehen daraus, daß diese Werte etwas hinter denjenigen unserer Berechnung zurückbleiben.

Für den Querschnitt mit $h = 56$ cm ergibt sich für dieses größte positive Moment $M_{v_{\max}}$ in Riegelmitte

$$M = [M_g + M_v] = (11,49 + 10,06) = 21,55 \text{ mt.}$$

Für $h - a = 56 - 4,0 = 52$ cm ergibt sich:

$$\sigma_{bd} = \frac{2\,155\,000 \cdot 12,6}{740\,400} = 36,7 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{2\,155\,000 \cdot 39,4}{740\,400} = 1148 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{2\,155\,000 \cdot 10,1}{740\,400} = 294 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese Spannungen sind etwas, aber unwesentlich kleiner als die Berechnung unter Zugrundelegung der höheren Belastung ohne Stoßzuschlag.

Wären wir daher in der Lage, die Größe des Stoßzuschlages besser abzugrenzen, als dies bisher möglich war, wo wir nur nach dem Gefühl 50% der Belastung annahmen, so könnten wir weit wirtschaftlicher entwerfen.

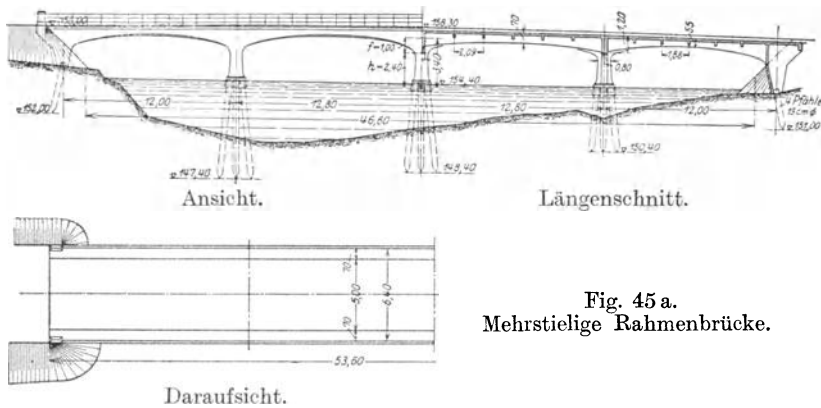


Fig. 45 a.
Mehrstielige Rahmenbrücke.

3. Mehrstielige Rahmenbrücke.

Die Brücke über die Ill bei Sand¹⁾ überspannt den Flußlauf in 4 Öffnungen von 12,0 m, 12,8 m, 12,8 m, 12 m. Die Strompfeiler und die beiden Landpfeiler sind auf Pfählen gegründet; sie werden gebildet aus zwei durch einen Querträger verbundenen Stützen. Das Haupttragwerk besteht aus 3 kontinuierlichen Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern, die durch Querträger und Fahrbahnplatte miteinander verbunden sind (Fig. 45 a).

Die statische Berechnung der Haupttragbalken und der mit ihnen verbundenen Pfeiler erfolgt nachstehend nach der von Dr.-Ing.

¹⁾ Entwurf und Ausführung stammen von der Firma Züblin & Co.

Ernst Suter ausgearbeiteten, sehr übersichtlichen Methode, auf die im besonderen verwiesen wird¹⁾.

Wir betrachten zunächst den Hauptfall (Rechnungsabschnitt I), der dann vorliegt, wenn wir die Pfeilerköpfe als horizontal unverschieblich annehmen.

a) Rechnungsabschnitt I.

Graphische Ermittlung der Balkenfixpunkte.

Wir bestimmen die Drittlinien graphisch und teilen zu diesem Zwecke den Träger in Lamellen ein, wie dies in Fig. 45 b geschehen ist. Da der Hauptträger als aus drei T-Balken zusammengesetzt angesehen

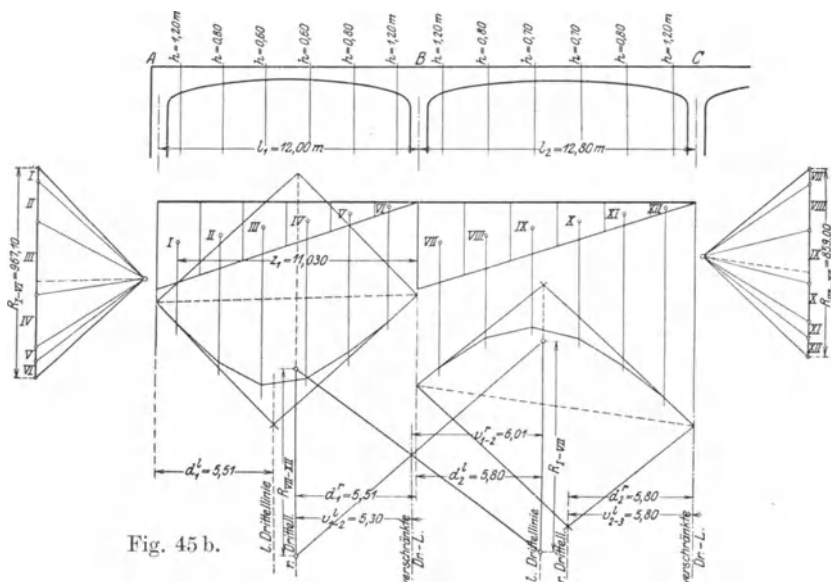


Fig. 45 b.

werden kann, so erhalten wir für die verschiedenen Querschnitte nachstehende Werte der Trägheitsmomente [T-Balkens mit $B = 210$ cm, $b = 40$ cm und h (veränderlich) = 60 bis 120 cm (Fig. 45 c). Wenn $h = 120$ cm, so ist der Schwerpunktsabstand von der Plattenoberkante:

$$x = \frac{(210 - 40) \cdot 15 \cdot \frac{15}{2} + 40 \cdot 120 \cdot \frac{120}{2}}{(210 - 40) \cdot 15 + 40 \cdot 120} = 28,2 \text{ cm},$$

$$J_x = \frac{210 \cdot 28,2^3}{3} - \frac{170 (28,2 - 15)^3}{3} + \frac{40 \cdot (120 - 28,2)^3}{3}$$

$$= 11\,700\,000 \text{ cm}^4 = 0,1170 \text{ m}^4;$$

¹⁾ Berechnung des kont. Balkens mit veränderl. Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern usw., Verlag J. Springer.

wenn $h = 80$ cm ;

$$x = \frac{170 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2} + 40 \cdot 80 \cdot \frac{80}{2}}{170 \cdot 15 + 40 \cdot 80} = 25,6 \text{ cm ,}$$

$$J_x = \frac{210 \cdot 25,6^3}{3} - \frac{170 (25,6 - 15)^3}{3} + \frac{40 \cdot (80 - 25,6)^3}{3}$$

$$= 3\,250\,000 \text{ cm}^4 = 0,0325 \text{ m}^4;$$

für $h = 70$ cm :

$$x = \frac{170 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2} + 40 \cdot 70 \cdot \frac{70}{2}}{170 \cdot 15 + 40 \cdot 70} = 21,7 \text{ cm ,}$$

$$J_x = \frac{210 \cdot 21,7^3}{3} - \frac{170 \cdot (21,7 - 15)^3}{3} + \frac{40 \cdot (70 - 21,7)^3}{3}$$

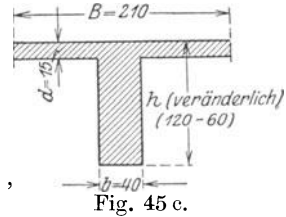
$$= 2\,198\,000 \text{ cm}^4 = 0,021\,98 \text{ m}^4;$$

für $h = 60$ cm wird

$$x = \frac{170 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2} + 40 \cdot 60 \cdot \frac{60}{2}}{170 \cdot 15 + 40 \cdot 60} = 18,4 \text{ cm ,}$$

$$J_x = \frac{210 \cdot 18,4^3}{3} - \frac{170 (18,4 - 15)^3}{3} + \frac{40 (60 - 18,4)^3}{3}$$

$$= 1\,393\,770 \text{ cm}^4 = 0,013\,94 \text{ m}^4.$$



Mit den dreifachen Werten bei vorstehend errechneten Trägheitsmomenten $T = 3 J_x$ erhalten wir folgende Zusammenstellung der Größen

$$\Delta F_1 = \frac{\Delta s}{T} \cdot z \text{ und } \Delta F_2 = \frac{\Delta s}{T} \cdot (l - z).$$

E , h und l werden als konstant angenommen; z ist der Schwerpunktsabstand einer Lamelle von der rechten Stütze.

Für die erste Öffnung ergeben sich mit $\Delta s = 2$:

Lamelle	T	z	$\Delta F_1 = \frac{\Delta s}{T} \cdot z$	$(l_1 - z)$	$\Delta F_2 = \frac{\Delta s}{T} \cdot (l_1 - z)$
I	0,351	11,030	62,90	1,333	75,90
II	0,0975	9,036	185,10	3,110	63,80
III	0,04182	7,047	336,80	5,066	5,066
IV	0,04182	5,066	242,60	7,047	336,80
V	0,0975	3,110	63,80	9,036	185,10
VI	0,351	1,333	75,90	11,030	62,90
			$\sum_0^{l_2} = 967,10$		$\sum_0^{l_2} = 967,10$

Für die zweite Öffnung werden:

VII	0,351	11,765	71,50	1,422	86,40
VIII	0,0975	9,638	210,70	3,319	72,60
IX	0,06594	7,517	243,00	5,403	174,80
X	0,06594	5,403	174,80	7,517	243,00
XI	0,0975	3,319	72,60	9,638	210,70
XII	0,351	1,422	86,40	11,765	71,50
			86,40		71,50
			$\sum_0^{l_2} = 859,00$		$\sum_0^{l_2} = 859,00$

In Fig. 45b wird mit Hilfe der Seil- und Kraftecke die Drittellinie als „Schwerlinie der elastischen Gewichte $\Delta F''$ “ ermittelt. Der symmetrischen Ausbildung der Brücke wegen ist nur die eine Brückenhälfte zu untersuchen. Die Bestimmung der verschränkten Drittellinien erfolgt aus den als Schwerlinien in den Drittellinien wirkenden Resultanten R_{I-VI} und $R_{VII-XII}$. Zu diesem Zwecke trägt man die in der rechten Drittellinie der ersten Öffnung wirkende Resultante R_{I-VI} der Kräfte F_{I-VI} auf der linken Drittellinie der zweiten Öffnung und die in der linken Drittellinie der zweiten Öffnung wirkende Resultante $R_{VII-XII}$ der Kräfte $F_{VII-XII}$ auf der rechten Drittellinie der ersten Öffnung im gleichen Kräftemaßstab auf und verbindet die Endpunkte der beiden Resultanten kreuzweise. Der Schnittpunkt dieser beiden Linien gibt die Lage der verschränkten Drittellinie an. Die verschränkte Drittellinie zwischen dem 2. und 3. Feld fällt wegen der symmetrischen Ausbildung beider Felder mit der Linie durch die Stütze zusammen.

Zur Ermittlung der Fixpunkte müssen wir zunächst den Wert $\frac{e}{e'} = k \frac{l_1}{2 \tau_A^k}$ für die Endöffnungen und den Wert $\frac{e}{e'} = k \frac{l_2}{2 \tau_B^k} \cdot \frac{v_{1-2}'}{d_2^k}$ für die Mittelöffnungen ermitteln.

Die Werte k und τ^k sind nur von den Abmessungen des Rahmens abhängig und ergeben sich in unserem Falle wie folgt:

$$k = \frac{2 \cdot \sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} z}{E l_1^2}$$

Für die erste Öffnung ist: $l_1 = 12,00$ m.

Vorher wurde ermittelt:

$$\sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} z = 967,10.$$

Demnach wird:

$$k_1^k = \frac{2 \cdot 967,10}{E \cdot 12,00^2} = \frac{13,43}{E}.$$

Für die zweite Öffnung ist $l_2 = 12,80$ m; $\sum_0^{l_2} \frac{\Delta s}{T} z = 859,00$

und somit:

$$k_2' = \frac{2 \cdot 859,00}{E \cdot 12,80^2} = \frac{10,49}{E}.$$

Die Bestimmung der Drehwinkel τ^k erfolgt in der Weise, daß wir die Stützen am Fuße und am Kopfe gelenkartig gelagert betrachten. Das Trägheitsmoment der Stütze ist bis zum Beginn der Verbreiterung konstant und von da bis zur statischen Achse des Riegels sehr groß.

Für diesen Fall gilt die Gleichung:

$$\tau^k = \frac{h^3}{3(h+f)^2 E_s T_s},$$

$h = 2,40$ m mit gleichbleibendem Querschnitt, f (Höhe mit veränderlichem Querschnitt bis zur statischen Achse) = 1,00 m; $h + f = 3,40$ m.

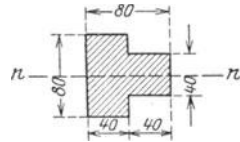


Fig. 45 d.

Das Trägheitsmoment der beiden durch einen Querträger zu einem Joche verbundenen Strompfeiler ermittelt sich für eine Stütze nach Fig. 45 d zu:

$$J_n = \left(\frac{40 \cdot 80^3}{12} + \frac{40 \cdot 40^3}{12} \right) = 2 \cdot 19\,200\,000 \text{ cm}_4 = 0,0384 \text{ m}_4.$$

Es wird demnach für die Mittelpfeiler bei B und C und D

$$\tau_{B,C,D}^k = \frac{2,40^3}{3 \cdot 3,40^2 E \cdot 0,0384} = \frac{10,36}{E}.$$

Da für die Landpfeiler, die Außenstützen, die Verhältnisse nicht ganz klar liegen, so wählen wir dieselben Dimensionen wie für die Strompfeiler, die Mittelstützen, und erhalten deshalb für τ_A^k den gleichen

Wert wie vorher: $\tau_{A,E}^k = \frac{10,36}{E}$. Sonach erhalten wir für die (End-)

Öffnung mit: $l_1 = 12,00$ m

$$\frac{e_1^i}{e_1^l} = k_1' \cdot \frac{l_1}{2 \tau_A^k};$$

die gefundenen Werte für k und τ eingesetzt gibt:

$$\frac{13,43}{E} \cdot \frac{12,00}{2 \cdot \frac{10,36}{E}} = 7,79 = \frac{e_1^i}{e_1^l}.$$

Für die zweite Öffnung mit $l_2 = 12,80$ m (Mittelloffnung) wird:

$$\frac{e_2^i}{e_2^l} = k_2' \frac{l_2}{2 \cdot \tau_B^k} \cdot \frac{v_{1-2}^i}{d_2^i}.$$

Aus der zeichnerischen Darstellung in Fig. 45 b ergaben sich:

$$v_{1-2}^r = 6,01 \text{ m}; \quad d_2^l = 5,80 \text{ m};$$

$$\frac{e_2^l}{e_2^r} = \frac{10,49}{E} \cdot \frac{12,80}{2 \cdot \frac{10,36}{E}} \cdot \frac{6,01}{5,80} = 6,72.$$

Für die dritte Öffnung mit $l_3 = 12,80 \text{ m}$ (Mittelöffnung):

$$\frac{e_3^l}{e_3^r} = k_3^l \cdot \frac{l_3}{2 \tau_c^k} \cdot \frac{v_{2-3}^r}{d_3^l}.$$

Der Symmetrie wegen ist:

$$k_3^l = k_2^l = \frac{10,49}{E}; \quad v_{2-3}^r = v_{2-3}^l = 5,80 \text{ m}; \quad d_3^l = d_2^l = 5,80 \text{ m}.$$

Es ergibt sich demnach:

$$\frac{e_3^l}{e_3^r} = \frac{10,49}{E} \cdot \frac{12,80}{2 \cdot \frac{10,36}{E}} \cdot \frac{5,80}{5,80} = 6,49.$$

Für die vierte Öffnung mit $l_4 = 12,00 \text{ m}$ (letzte Öffnung rechts):

$$\frac{e_4^l}{e_4^r} = k_4^l \cdot \frac{l_4}{2 \tau_d^k} \cdot \frac{v_{3-4}^r}{d_4^l}.$$

Es ist wegen der Symmetrie:

$$k_4^l = k_1^l = \frac{13,43}{E}; \quad v_{3-4}^r = v_{1-2}^l = 5,30 \text{ m}; \quad d_4^l = d_1^l = 5,51 \text{ m};$$

und es wird:

$$\frac{e_4^l}{e_4^r} = \frac{13,43}{E} \cdot \frac{12,00}{2 \cdot \frac{10,36}{E}} \cdot \frac{5,30}{5,51} = 7,49.$$

Mit den vorstehend berechneten Werten für das Verhältnis $\frac{e}{e}$ können die linken Fixpunkte J zeichnerisch ermittelt werden, wie dies in Fig. 45 e gezeigt wird. Bei der Konstruktion der linken Fixpunkte J gehen wir von der linken Außenstütze aus, schreiten also von links nach rechts fort. Der symmetrischen Ausbildung des ganzen Bauwerkes wegen liegen die rechten Fixpunkte auch symmetrisch zu den linken, und wir erhalten dieselben, indem wir entsprechend von der rechten Außenstütze nach links fortschreiten.

Die Fixpunkte an den Pfeilern fallen, da es sich um am Fuße und am Kopfe gelenkartig gelagerte Pfeiler handelt, mit dem Fußgelenk zusammen.

Die Verkleinerungskoeffizienten μ beim Übergang der Momentenlinie über eine Stütze ergeben sich als Verhältnis zweier Streckenabschnitte auf der verschränkten Drittellinie, die bei der zeichnerischen Ermittlung der Fixpunkte erhalten wurde. Es berechnen sich demnach mit Hilfe der aus Fig. 45e sich ergebenden Abmessungen:

$$\mu_B^l = \frac{B_1 B'_1}{B_1 B''_1} = \frac{6,00}{15,85} = 0,379,$$

$$\mu_C^l = \frac{C C'}{C C''} = \frac{6,00}{14,42} = 0,416,$$

$$\mu_D^l = \frac{D_1 D'_1}{D_1 D''_1} = \frac{6,00}{14,95} = 0,401.$$

Der Symmetrie wegen sind:

$$\mu'_D = \mu_B^l = 0,379,$$

$$\mu'_C = \mu_C^l = 0,416,$$

$$\mu'_B = \mu_D^l = 0,401.$$

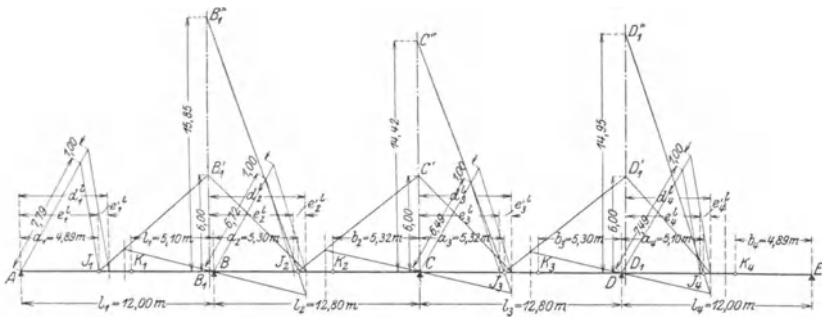


Fig. 45 e. Ermittlung der Fixpunkte.

Bestimmung der Kreuzlinienabschnitte.

Um die Schlußlinie des Seilpolygons einer belasteten Öffnung zeichnen zu können, müssen wir die Senkung der Schlußlinie in den Loten durch die Fixpunkte kennen. Diese Abschnitte auf den Loten durch die J - und K -Punkte erhalten wir mit Hilfe der Kreuzlinienabschnitte. Die Kreuzlinienabschnitte am kontinuierlichen Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern bei Belastung mit einer Einzellast P an einer beliebigen Stelle (x ; x') des Balkens ergeben sich nach den von Suter abgeleiteten Gleichungen:

$$k_B = S'_C \frac{P}{H}; \quad k_C = S'_B \cdot \frac{P}{H}.$$

Die Strecken S' erhalten wir in Fig. 45f als Abschnitte auf der Horizontalen durch den unteren Endpunkt der Strecken S , die durch die erste bzw. letzte Seilseite des Seilpolygons und die Senkrechten durch die linken bzw. rechten Auflager gebildet werden.

Zeichnen wir nun die einfache Momentenfläche einer belasteten Öffnung so, daß im zugehörigen Krafteck $H = \frac{1}{2} P$ ist, so erhalten wir durch Einsetzen dieses Wertes in obige Gleichungen:

$$k_B = S'_C \cdot \frac{P}{2} = 2 S'_C; \quad k_C = S'_B \cdot \frac{P}{2} = 2 S'_B.$$

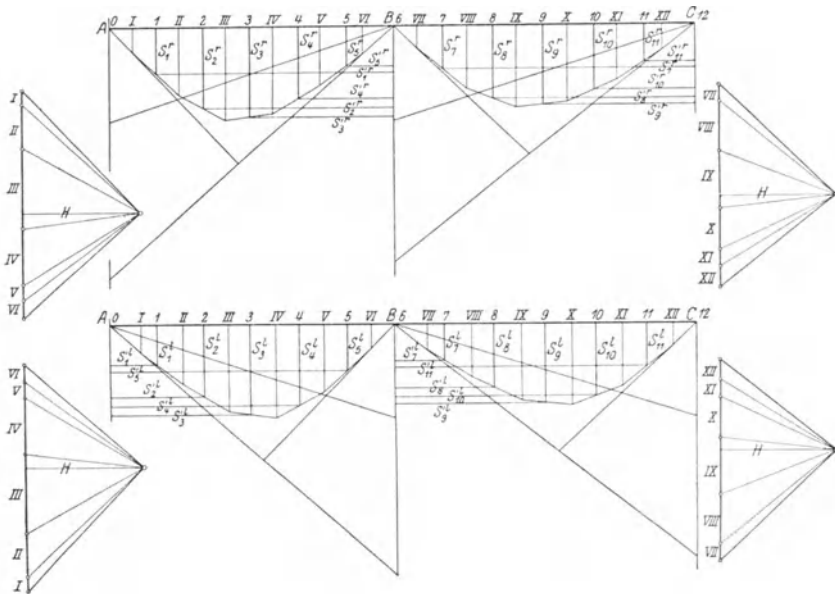


Fig. 45f. Ermittlung der Kreuzlinienabschnitte.

Auf diese Weise sind in Fig. 45g die Zustandslinien für die einzelnen Laststellungen innerhalb der ersten zwei Felder aufgezeichnet worden und zwar wie nachstehend erläutert werden soll:

In der Figur oben ist für die Stellung der Last $P = 1,0 \text{ t}$ in Querschnitt „1“ die Momentenfläche gezeichnet mit Hilfe eines Krafteckes, in dem $P = 2 H = 1,0 \text{ t}$ oder $H = \frac{1}{2} P$ gewählt wurde. Die Polweite H ist dabei als Strecke, absolut genommen, gleich derjenigen gewählt, mit der in Fig. 45f die Seilcke infolge der elastischen Gewichte, die Tangentenvierecke an die elastische Linie, gezeichnet wurden. Es ergeben sich dann, wie bereits gezeigt, die Kreuzlinienabschnitte gleich den doppelten Strecken S' ($k = 2 S'$) aus Fig. 45f. Auf den Senkrechten durch die

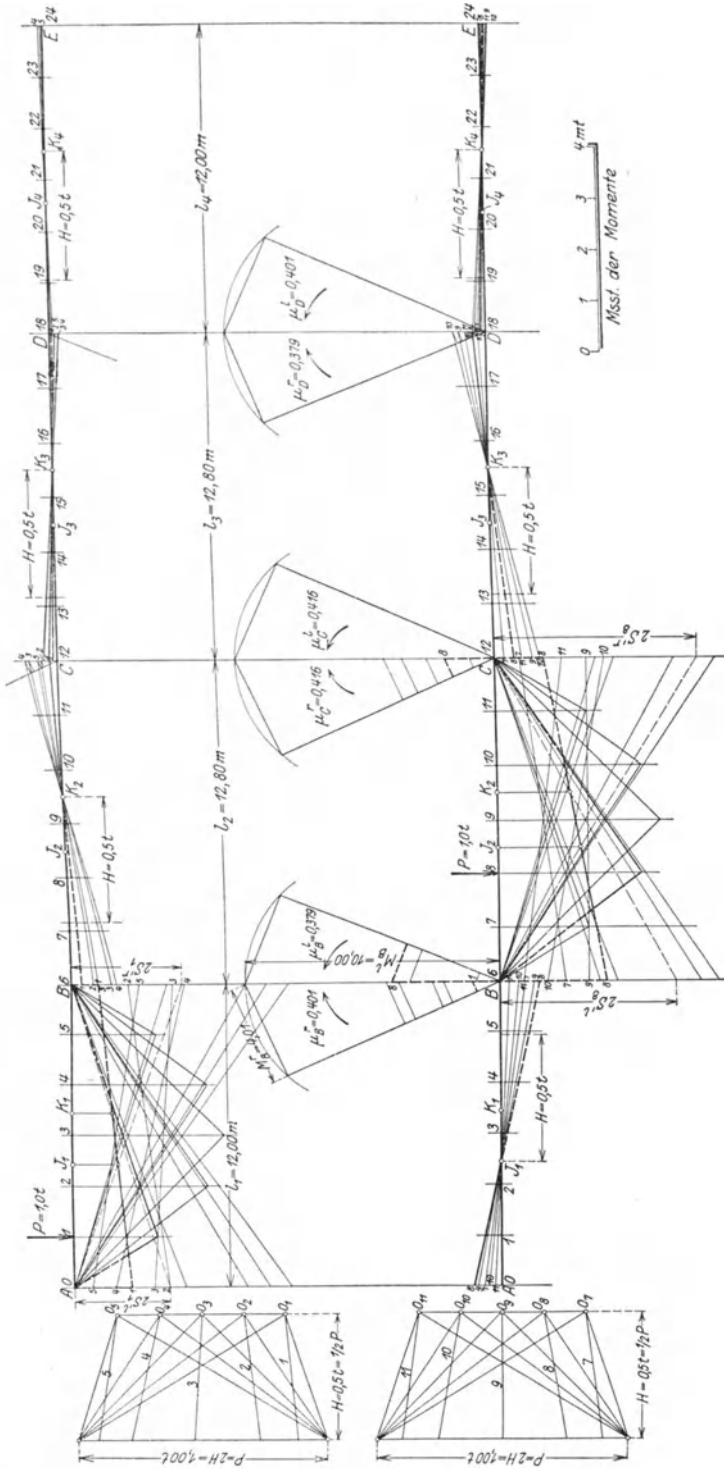


Fig. 45 g. Zustandslinien für die Momente.

Stützen A und B sind die doppelten Strecken S''_1 und S'_1 abgetragen. Die Schnittpunkte der Verbindungslinien der Endpunkte dieser Strecken mit den gegenüberliegenden Auflagerpunkten mit den Senkrechten durch die Fixpunkte K_1 und J_1 verbunden gibt die Schlußlinie, mit der die Momentenlinie für $P = 1,0$ t in „1“ im ersten Feld gefunden.

Um für die nach rechts anschließenden Felder die Zustandslinien zu erhalten, ist es erforderlich, das links der Stütze B ermittelte Stützenmoment nach rechts über diese Stütze weiterzuleiten. Es ist demnach das Moment M_B^l mit dem Verkleinerungskoeffizienten $\mu_B^r = 0,401$ zu multiplizieren, d. h.

$$M_B^r = \mu_B^r \cdot M_B^l; \frac{M_B^r}{M_B^l} = \mu_B^r = 0,401 = \frac{4,01}{10}.$$

Daraus ergibt sich eine einfache zeichnerische Bestimmung des reduzierten Stützenmomentes M_B^r , wie dies Fig. 45g zeigt. Dort wurde ein rechtwinkliges Dreieck mit der Hypotenuse $M_B^l = 10,00$ und der Kathete $M_B^r = 4,01$ gezeichnet; jede auf der Hypotenuse abgetragene Strecke M_B^l verhält sich sonach zu der einen Kathete M_B^r des dadurch entstandenen Dreiecks wie 10:4,01 oder:

$$\frac{M_B^r}{M_B^l} = \frac{4,01}{10} = 0,401.$$

Das auf diese Weise ermittelte Moment M_B^r rechts der Stütze B wird dann durch den linken Fixpunkt K_2 der zweiten Öffnung weitergeleitet bis zur Senkrechten durch Stütze C , auf welcher sich das Moment M_C^l ergibt. Entsprechend wie vor wird dasselbe graphisch mit dem Verkleinerungskoeffizienten C^r multipliziert und so das Moment M_C^r rechts der Stütze C erhalten. Die geradlinige Weiterleitung durch den Fixpunkt K_3 ergibt die Zustandslinie im 3. Felde. Die Weiterleitung in das 4. Feld kann wegen ihres geringen Einflusses vernachlässigt werden.

In Fig. 46a—m sind die aus den Zustandslinien ermittelten Einflußlinien für die Momente verschiedener Querschnitte aufgetragen.

Wir erhalten z. B. die Einflußlinie der Momente für den Querschnitt „10“ (Fig. 46c) auf folgende Art. Für Laststellungen im ersten Fall am Querschnitt „0“ bis „6“ entnehmen wir die Einflußordinaten aus Fig. 45g, oben, in den Senkrechten durch „10“ und tragen dieselben in den betreffenden Querschnitten in Fig. 46c auf. Die Einflußordinaten für Laststellungen im zweiten Felde von Querschnitt „6“ bis „12“ finden wir in Fig. 45g, unten, auf den Senkrechten durch „10“. Der Symmetrie halber werden für Laststellungen im dritten und vierten Felde die Einflußordinaten für Querschnitt „10“ gleich den Einflußordinaten für Querschnitt „14“ für Laststellungen im zweiten und ersten Felde. Wir erhalten demnach die Einflußordinaten für das dritte Feld Fig. 45g, unten

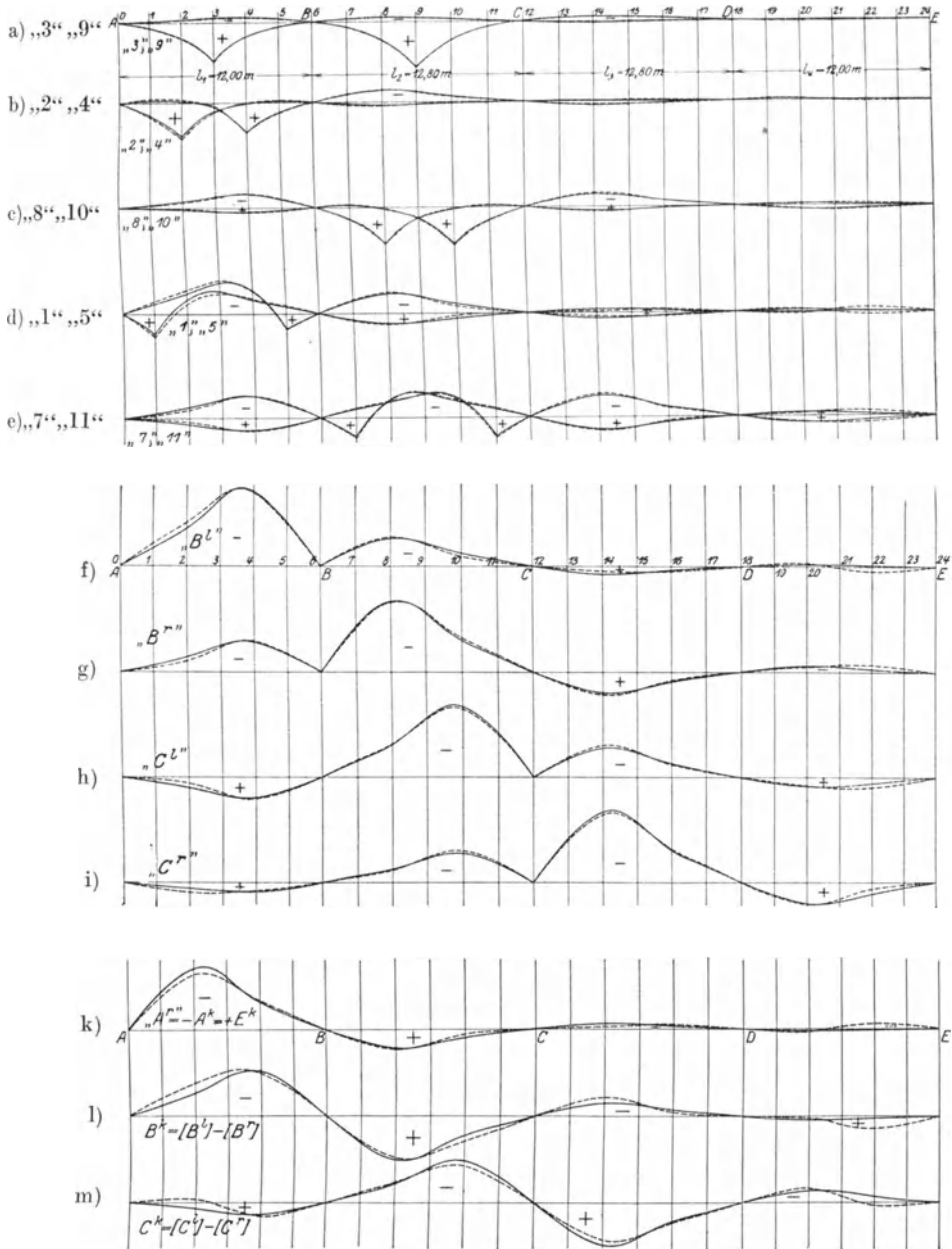


Fig. 46 a—m. Einflußlinien für die Momente.

a—e: Feldquerschnitte. f—i: Stützen. k—m: Pfeilerköpfe.

in dem Lot durch „14“ und diejenigen für das vierte Feld aus Fig. 45 g, oben, an gleicher Stelle.

Die Einflußlinien der Momente an den Pfeilerköpfen M_A^k , M_B^k usw. ergeben sich nach der aus der Gleichgewichtsbedingung für den Knotenpunkt abgeleiteten Gleichung: $M_B^k = [M_B^l] - [M_B^r]$, wobei M_B^l und M_B^r in den Klammern mit ihren Vorzeichen einzusetzen sind. Da im Falle eines mehrstieligen Rahmens sich die übliche Bezeichnung der Momente für die Pfosten eines zweistieligen Rahmens nicht durchführen läßt, so führen wir nachstehende Bezeichnungsweise ein: Ein Balkenmoment gilt, wie üblich, als positiv, wenn es an der unteren Balkenkante Zug-

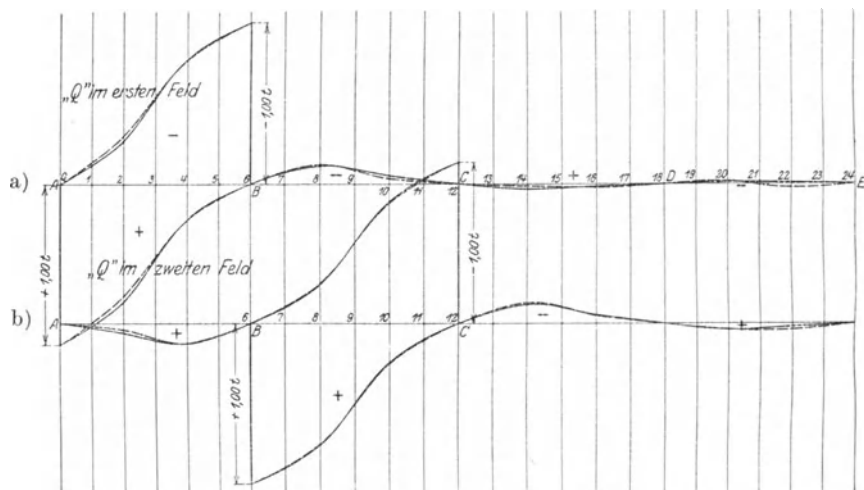


Fig. 47 a—b. Einflußlinien für die Querkräfte.

spannungen hervorruft und umgekehrt. Das Moment an einem Pfeilerquerschnitt dagegen gilt als positiv, wenn es an der linken, und als negativ, wenn es an der rechten Pfeilerkante Zugspannungen erzeugt.

Die obige Gleichung ergibt sich aus der Bedingung des Gleichgewichts am losgetrennten Knoten B einer Mittelstütze $M_B^k + M_B^r - M_B^l = 0$ oder $M_B^k = [M_B^l] - [M_B^r]$.

Für eine linke Endstütze erhalten wir:

$$M_A^k + M_A^r = 0 \quad \text{oder:} \quad M_A^k = -[M_A^r].$$

Für eine rechte Endstütze dagegen:

$$M_E^k - M_E^l = 0 \quad \text{oder} \quad M_E^k = +[M_E^l].$$

Wir erhalten demnach die Einflußlinie für das Moment am Pfeilerkopf der linken Endstützen in A gleich derjenigen für M_A^r (Fig. 46 k) nur mit entgegengesetzten Vorzeichen, und da der Symmetrie wegen $M_E^l = M_A^r$, so ist nach obiger Ableitung für die rechte Endstütze in

E die Einflußlinie für das Kopfmoment gleich der in Fig. 46k aufgezeichneten M'_A -Linie. Die Einflußlinien für das Kopfmoment der Mittelpfeiler in B und C ergeben sich in Fig. 46 b und m aus den entsprechenden Einflußlinien M^l_B und M^r_B , Fig. 46f und g, bzw. aus M^l_C und M^r_C , Fig. 46 h und i, nach obiger Gleichung. Für den Pfeilerkopf in D erhalten wir wegen der Symmetrie die gleiche Einflußlinie wie für den Pfeilerkopf in B , Fig. 46e, nur mit umgekehrten Vorzeichen. Es ist also $M^k_B = -M^k_B$.

Die Einflußlinien für die Querkräfte im ersten und zweiten Feld sind in Fig. 47a und b aufgezeichnet. Im dritten und vierten Felde sind sie der Symmetrie wegen ähnlich. Die Ordinaten dieser Einflußlinien für einen Schnitt in einer belasteten Öffnung finden wir aus dem entsprechenden Kräftepolygon (Fig. 45g), in dem die Ordinaten durch die

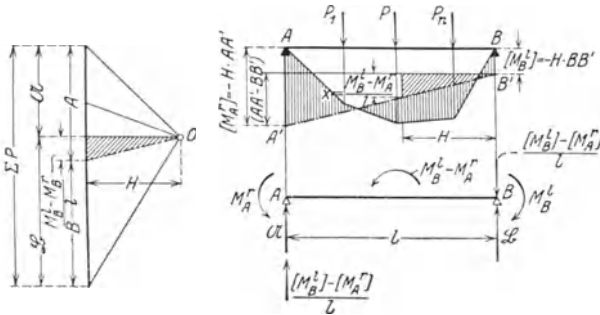


Fig. 47 c.

Parallelen zu den betreffenden Schlußlinien auf der Last $P = 1,0 \text{ t}$ abgeschnitten werden und wie es Fig. 47c allgemein erläutert ist.

Wir sehen, daß bei dem elastisch eingespannten Träger infolge der Einspannmomente M^l und M^r die Auflagerdrücke A und B des freiaufliegenden Trägers noch eine Veränderung erfahren um das Glied $\frac{M^l_B - M^r_A}{l}$, das die Auflagerdrücke des Restmomentes $M^l_B - M^r_A$ darstellt. Diese Berichtigung geschieht zeichnerisch in dem Kräftepolygon, indem wir durch den Pol, der für den freiaufliegenden Träger eine horizontale Schlußlinie ergibt, eine Parallele zur Schlußlinie des elastisch eingespannten Trägers ziehen. Aus der Ähnlichkeit der Dreiecke folgt:

$$(A A' - B B') : l = x : H,$$

daraus folgt

$$\begin{aligned} x &= \frac{H \cdot (A A' - B B')}{l} = \frac{H \cdot A A' - H \cdot B B'}{l} \\ &= \frac{(-H \cdot B B') - (-H \cdot A A')}{l} = \frac{[M^l_B] - [M^r_A]}{l} \end{aligned}$$

(M^l_B und M^r_A mit ihren Vorzeichen eingesetzt!).

Maßstab der Einflußlinien der Pfeilerkopfmomente $1 \text{ mt} = 2 \text{ cm}$, so sind die Ordinaten der Einflußlinien für die Horizontalschübe an den Pfeilerköpfen bei gleicher Größe mit dem Maßstab $1 \text{ t} = 2 \cdot 3,4 = 6,8 \text{ cm}$ zu messen. In Fig. 48 a — c sind die Einflußlinien für die Horizontalschübe an den Köpfen der Pfeiler $A - B$ und C aufgezeichnet. Die-

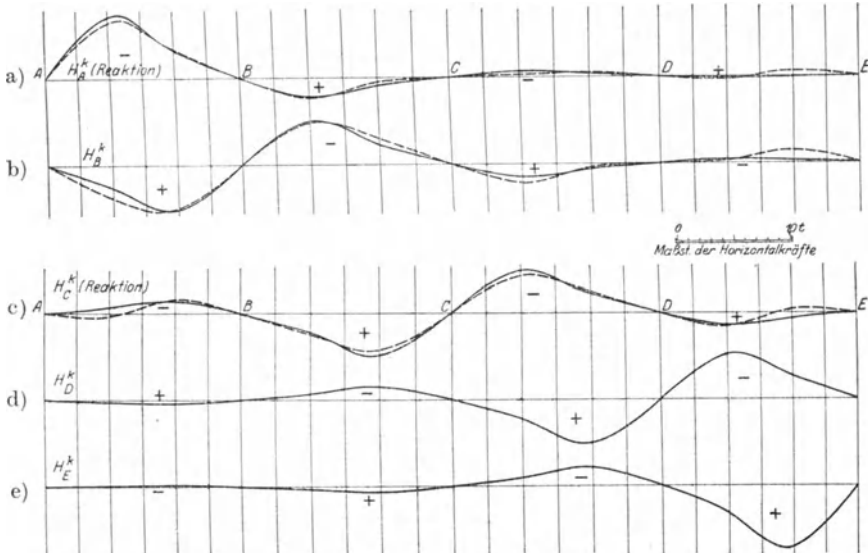


Fig. 48 a—e. Einflußlinien für die Horizontalschübe.

jenigen für die Pfeiler D und E ergeben sich wegen der Symmetrie entsprechend denjenigen für die Pfeiler in B und A , wie Fig. 48 d und e zeigt.

Hiermit sind nun alle Kräfte am Balken und an den Pfeilern unter der Voraussetzung unverschieblicher Pfeilerköpfe ermittelt.

b) Rechnungsabschnitt II.

Die im ersten Rechnungsabschnitt ermittelten, in den gedachten Gelenklagern am Kopfe der Pfeiler wirkenden, horizontalen Kräfte H^k (Reaktionen) treten im wirklichen System, bei freien Pfeilerköpfen, in entgegengesetztem Sinne wirkend als Aktionen in Erscheinung. Die Resultierende $H_{P_{\text{res}}}^k - \sum H^k$ gibt dem System eine Verschiebung.

Zur Ermittlung der diesen Verschiebungen entsprechenden Zusatzkräfte wird die Einflußlinie von $H_{P_{\text{res}}}^k$ in Fig. 48f durch Addition der in Fig. 48 a—e aufgezeichneten Einflußlinie für die Horizontalschübe H_A^k, H_B^k, H_C^k und H_E^k bestimmt. $H_{P_{\text{res}}}^k$ wird durch Umkehren des Vor-

zeichens als „Aktion“ erhalten. Wegen der symmetrischen Ausbildung haben die Ordinaten links und rechts der Mitte gleiche Größe, aber entgegengesetztes Vorzeichen.

Um nun die infolge dieser Horizontalkraft H_{Pres}^k sich ergebenden Zusatzkräfte im System ermitteln zu können, müssen wir zunächst die Momente, Querkräfte und Horizontalschübe infolge einer das ganze

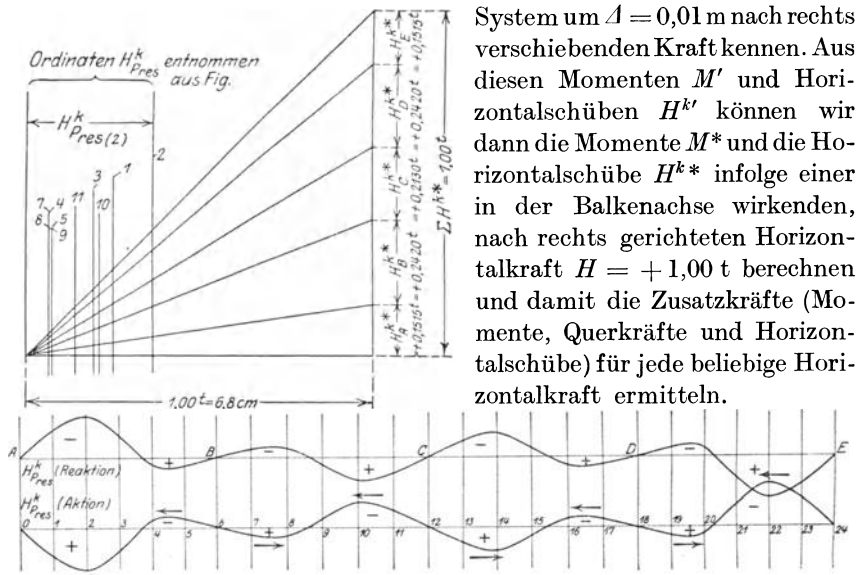


Fig. 48 f. Zusätze für die Horizontalschübe.

Diese Größen ermitteln wir, indem wir die Momente infolge der horizontalen Verschiebung eines jeden Pfeilerkopfes um $\Delta = +0,001$ m (bei Festhaltung aller anderen Köpfe) getrennt, nacheinander bestimmen, woraus sich dann durch Addition aller dieser Werte nach dem Superpositions-gesetz die gesuchten Größen ergeben.

Die Momente am Balken infolge der horizontalen Verschiebung des Pfeilerkopfes A um $\Delta A = +0,01$ m sind (siehe Abhandlung von Suter):

$$M'_{A(1A)} = \frac{[\gamma_{A1}^k]}{\tau_A^r + \tau_A^k}$$

und

$$M'_{A(\Delta A)} = -\frac{[\gamma_{A1}^k \Delta A]}{\tau_A^r + \tau_A^k},$$

worin für Pfeiler mit Fußgelenk:

$$\gamma_{A1}^k = \frac{[\Delta A]}{(h + f)} = \frac{[+ 0,01]}{(2,40 + 1,0)} = [+ 0,002 941],$$

$$\tau_A^k = \frac{h^3}{3(h + f)^2 \cdot E \cdot T_s} = \frac{2,40^3}{3 \cdot 3,40^2 \cdot E \cdot 0,0384} = \frac{10,36}{E}.$$

Für den Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment ergibt sich:

$$\tau'_A = \frac{\sum_0^{l_1} w z^2 - b_1 \sum_0^{l_1} w z}{E l_1 (l_1 - b_1)} .$$

Für die in Frage kommende erste Öffnung ist bereits die Größe $\sum_0^{l_1} w \cdot z = \sum_0^{l_1} \frac{\Delta s}{T} \cdot z$ auf S. 351 ermittelt. Der Wert für $\sum_0^{l_1} w \cdot z^2$ berechnet sich wie folgt:

Der symmetrischen Ausbildung wegen gelten diese Werte auch für die letzte Öffnung rechts.

Für die erste Öffnung links (l_1) und die letzte Öffnung rechts (l_4) wird:

Lamelle	z	$w \cdot z^2 = \Delta F \cdot z$
I	11,030	694,00
II	9,036	1670,00
III	7,047	2375,00
IV	5,066	1228,00
V	3,110	198,20
VI	1,333	101,20
		<u>6266,40</u>

Mit dem in Fig. 45e ermittelten Abstand des rechten Fixpunktes K_1 von der Stütze $B: b_1 = 5,10$ m und der Spannweite der ersten Öffnung $l_1 = 12,00$ m ergibt sich nun:

$$\tau'_A = \frac{6266,40 - 5,10 \cdot 967,10}{E \cdot 12,00 \cdot (12,00 - 5,10)} = \frac{16,11}{E}$$

und

$$M'_{A(1A)} = + \frac{[+ 0,002\,941]}{\frac{16,11}{E} + \frac{10,36}{E}} = + \frac{0,002\,941 \cdot E}{26,47} .$$

Für ein dem Werte $n = 10$ und $E_e = 2\,100\,000$ kg/qcm entsprechendes Elastizitätsmaß für Beton $E_b = 210\,000$ kg/cm² oder $E_b = 2\,100\,000$ t/m² berechnet sich

$$M'_{A(1A)} = + \frac{0,002\,941 \cdot 2\,100\,000}{26,47} = + 233,32 \text{ mt} = - M^k_{A(1A)} .$$

Dieses Stützmoment wird mittels der K -Punkte und der Verkleinerungskoeffizienten, wie früher bereits erläutert, nach rechts fortgepflanzt und so die Momente in den anderen Querschnitten erhalten.

Die Momente am Balken infolge der horizontalen Verschiebung des Pfeilerkopfes B um $\Delta B = + 0,01$ m:

Da es sich hier um einen Mittelpfeiler handelt, so kommen für die Momente links und rechts des verschobenen Pfeilers nachfolgende Gleichungen in Anwendung:

$$M_{B(1B)}^l = - \frac{[\gamma_{B_1}^k]}{\tau_B^l + \tau_B^k + \frac{\tau_B^l \cdot \tau_B^k}{\tau_B}}; \quad M_{B(1B)}^r = + \frac{[\gamma_{B_1}^k]}{\tau_B^r + \tau_B^k + \frac{\tau_B^r \cdot \tau_B^k}{\tau_B}};$$

$$M_{B(1B)}^k = [M_{B(1B)}^l] - [M_{B(1B)}^r].$$

Hierin ist:

$$[\gamma_{B_1}^k] = \frac{[AB]}{(h+f)} = \frac{[+0,01]}{3,40} = [+0,002941],$$

$$\tau_B^k = \frac{h^3}{3(h+f)^2 \cdot E \cdot T_s} = \frac{2,40^3}{3 \cdot 3,40^2 \cdot E \cdot 0,0384} = \frac{10,36}{E}.$$

Ferner ist für Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment

$$\tau_B^l = \frac{\sum_0^{l_1} w \cdot z^2 - a_1 \sum_0^{l_1} w \cdot z}{E \cdot l_1 \cdot (l_1 - a_1)}.$$

Mit den auf S. 365 ermittelten Werten für $\sum_0^{l_1} w \cdot z^2 = 6266,40$ und $\sum_0^{l_1} w \cdot z = 967,10$ und dem in Fig. 45g bestimmten Fixpunktabstand $a_1 = 4,89$ m und der Spannweite $l_1 = 12,00$ m ergibt sich:

$$\tau_B^l = \frac{6266,40 - 4,89 \cdot 967,10}{E \cdot 12,00 \cdot (12,00 - 4,89)} = \frac{18,02}{E}$$

und

$$\tau_B^r = \frac{\sum_0^{l_2} w \cdot z^2 - b_2 \sum_0^{l_2} w \cdot z}{E \cdot l_2 \cdot (l_2 - b_2)}.$$

Der Fixpunktabstand b_2 ergab sich nach Fig. 45g zu $b_2 = 5,32$ m, die Spannweite der zweiten Öffnung ist $l_2 = 12,80$ m.

Die Ausdrücke für $\sum w \cdot z$ und $\sum w \cdot z^2$ ergeben sich für die zweite Öffnung wie folgt:

Für die zweite und dritte Öffnung (l_2 und l_3) wird:

Lamelle	z	$w \cdot z^2 = \Lambda F \cdot z$
VII	11,765	840,00
VIII	9,638	2030,00
IX	7,517	1825,00
X	5,403	945,00
XI	3,319	240,80
XII	1,422	122,80
		6003,60

Mit vorstehenden Werten ergibt sich:

$$\tau_B = \frac{6003,60 - 5,32 \cdot 859,00}{E \cdot 12,80 \cdot (12,80 - 5,32)} = \frac{14,98}{E}$$

und es wird nun:

$$M_{B(1B)}^l = - \frac{[+ 0,002\,941]}{\frac{18,02}{E} + \frac{10,36}{E} + \frac{\frac{18,02}{E} \cdot \frac{10,36}{E}}{\frac{14,98}{E}}} = - \frac{0,002\,941 \cdot E}{18,02 + 10,36 + 12,44}$$

$$= - \frac{0,002\,94 \cdot 1\,210\,000}{40,82} = - 151,30 \text{ mt};$$

$$M_{B(1B)}^r = + \frac{[+ 0,002\,941]}{\frac{14,98}{E} + \frac{10,36}{E} + \frac{\frac{14,98}{E} \cdot \frac{10,36}{E}}{\frac{14,98}{E}}} = - \frac{0,002\,941 \cdot E}{18,02 + 10,36 + 12,44}$$

$$= - \frac{0,002\,941 \cdot 2\,100\,000}{40,82} = - 151,30 \text{ mt};$$

$$M_{B(1B)}^c = + \frac{[+ 0,002\,941]}{\frac{14,98}{E} + \frac{10,36}{E} + \frac{\frac{14,98}{E} \cdot \frac{10,36}{E}}{\frac{18,02}{E}}} = + \frac{0,002\,941 \cdot E}{14,98 + 10,36 + 8,61}$$

$$= + \frac{0,002\,941 \cdot 2\,100\,000}{33,95} = + 181,92 \text{ mt};$$

$$M_{B(1B)}^k = [- 151,3] - [+ 181,9] = - 333,2 \text{ mt.}$$

Die oben gefundenen Werte links und rechts des Pfeilers B werden mit Hilfe der Festpunkte und Verkleinerungskoeffizienten nach links und rechts weitergeleitet, womit wir die Momente in allen Querschnitten des ganzen Balkens für eine Pfeilerkopferschiebung in B um $\Delta B = +0,01$ m (nach rechts) erhalten.

Die Momente am Balken infolge der horizontalen Verschiebung des Pfeilerkopfes C um $\Delta C = +0,01$ m:

Entsprechend wie vor erhalten wir für diesen Mittelpfeiler:

$$M_{C(1C)}^l = - \frac{[\gamma_{C1}^k]}{\tau_C^l + \tau_C^k + \frac{\tau_C^l \cdot \tau_C^k}{\tau_C}}; \quad M_{C(1C)}^c = + \frac{[\gamma_{C1}^k]}{\tau_C^c + \tau_C^k + \frac{\tau_C^c \cdot \tau_C^k}{\tau_C}};$$

$$M_{C(1C)}^k = [M_{C(1C)}^l] - [M_{C(1C)}^c].$$

Dabei ist:

$$[\gamma_{c_1}^k] = \frac{[AC]}{(h+f)} = \frac{[+0,01]}{3,40} = [+0,002\,941];$$

$$\tau_C^k = \tau_B^k = \frac{10,36}{E}; \quad \tau_C^l = \frac{\sum_0^{l_2} w \cdot z^2 - a_2 \cdot \sum_0^{l_2} w \cdot z}{E \cdot l_2(l_2 - a_2)}.$$

Für $l_2 = 12,80$ m, $a_2 = 5,30$ m erhalten wir mit den vorausgehenden Summenwerten:

$$\tau_C^l = \frac{6003,60 - 5,30 \cdot 859,00}{E \cdot 12,80 \cdot (12,80 - 5,30)} = \frac{15,09}{E};$$

$$\tau_C^r = \frac{\sum_0^{l_3} w \cdot z^2 - b_3 \sum_0^{l_3} w \cdot z}{E \cdot l_3(l_3 - b_3)}.$$

Mit $l_3 = 12,80$ m; $b_3 = 5,30$ m und den Σ -Werten erhalten wir

$$\tau_C^r = \frac{6003,60 - 5,30 \cdot 859,00}{E \cdot 12,80 \cdot (12,80 - 5,30)} = \frac{15,09}{E} = \tau_C^l.$$

Es ergibt sich nun mit obigen Werten:

$$M_{C(AC)}^l = - \frac{[+0,002\,941]}{\frac{15,09}{E} + \frac{10,36}{E} + \frac{\frac{15,09}{E} \cdot \frac{10,36}{E}}{\frac{15,09}{E}}} = - \frac{0,002\,941 \cdot E}{15,09 + 10,36 + 10,36}$$

$$= - \frac{0,002\,941 \cdot 2\,100\,000}{35,81} = -172,42 \text{ mt};$$

$$M_{C(AC)}^r = + \frac{[+0,002\,941]}{\frac{15,09}{E} + \frac{10,36}{E} + \frac{\frac{15,09}{E} \cdot \frac{10,36}{E}}{\frac{15,09}{E}}} = + \frac{0,002\,941 \cdot 2\,100\,000}{35,81}$$

$$= 172,47 \text{ mt};$$

$$M_{C(AC)}^k = [-172,5] - [+172,5] = -345,0 \text{ mt}.$$

Die Momente in den anderen Querschnitten finden wir, wie früher, mittels der Fixpunkte und Verkleinerungskoeffizienten.

Die Momente am Balken infolge der horizontalen Verschiebung des Pfeilerkopfes D um $\Delta D = +0,01$ m:

Wegen der symmetrischen Ausbildung des Systems ergeben sich die infolge der horizontalen Verschiebung des Pfeilerkopfes D um $\Delta D = +0,01$ m auftretenden Momente gleich denjenigen für eine negative Verschiebung (nach links) des Pfeilerkopfes B um $\Delta B = -0,01$ m spiegelbildlich vertauscht.

Wir erhalten die gleichen Werte für die Momente wie vorher nur mit entgegengesetzten Vorzeichen und „rechts“ mit „links“ vertauscht. Es wird demnach:

$$M'_{D(\Delta D)} = -M'_{B(\Delta B)} = 181,92 \text{ mt};$$

$$M''_{D(\Delta D)} = -M''_{B(\Delta B)} = +151,30 \text{ mt};$$

$$M^k_{D(\Delta D)} = [M^l_{D(\Delta D)}] - [M^r_{D(\Delta D)}] = [-181,9] - [+151,3] = -333,22 \text{ mt}.$$

Die übrigen Momente am Balken erhalten wir wieder durch Weiterleitung der Momente in D nach links und rechts mit Hilfe der Fixpunkte und der Verkleinerungskoeffizienten.

Die Momente am Balken infolge der horizontalen Verschiebung des Pfeilerkopfes in E um $\Delta E = +0,01$ m:

Wir erhalten in diesem Falle aus dem gleichen Grunde wie vor entsprechend den unten ermittelten Werten:

$$M'_{E(\Delta E)} = -M'_{A(\Delta A)} = -233,32 \text{ mt} = M^k_{E(\Delta E)}.$$

Die Momente in den anderen Querschnitten erhalten wir durch Weiterleiten nach links mittels der J -Punkte und der Verkleinerungskoeffizienten.

In Fig. 49a sind die vorher ermittelten Momente infolge der Verschiebung der einzelnen Pfeilerköpfe aufgetragen und durch Addition die Momente M' infolge der Verschiebung des ganzen Systems um $\Delta = +0,01$ m nach rechts ermittelt. Die Momente M' ergaben sich dabei wie folgt:

$$\begin{array}{l} M'_A = +311,70 \text{ mt}; \quad M^k_A = -M'^A = -311,70 \text{ mt}; \\ M'_B = -286,35 \text{ mt}; \\ M'_B = +211,15 \text{ mt}; \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} M'_B = -286,35 \text{ mt}; \\ M'_B = +211,15 \text{ mt}; \end{array}} \right\} M^k_B = [M'^B] - [M''^B] = -497,50 \text{ mt}; \\ M'_C = -219,27 \text{ mt}; \\ M'_C = +219,27 \text{ mt}; \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} M'_C = -219,27 \text{ mt}; \\ M'_C = +219,27 \text{ mt}; \end{array}} \right\} M^k_C = [M'^C] - [M''^C] = -438,54 \text{ mt}; \\ M'_D = -211,15 \text{ mt}; \\ M'_D = +286,35 \text{ mt}; \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} M'_D = -211,15 \text{ mt}; \\ M'_D = +286,35 \text{ mt}; \end{array}} \right\} M^k_D = [M'^D] - [M''^D] = -497,50 \text{ mt}; \\ M'_E = -311,70 \text{ mt}; \quad M^k_E = M'^E = -311,70 \text{ mt}. \end{array}$$

Die Horizontalschübe $H^{k'}$ ergeben sich für Pfeiler mit Fußgelenk nach der Gleichung $H^{k'} = -\frac{[M^{k'}]}{(h+f)}$ mit $(h+f) = 3,40$ m wie folgt:

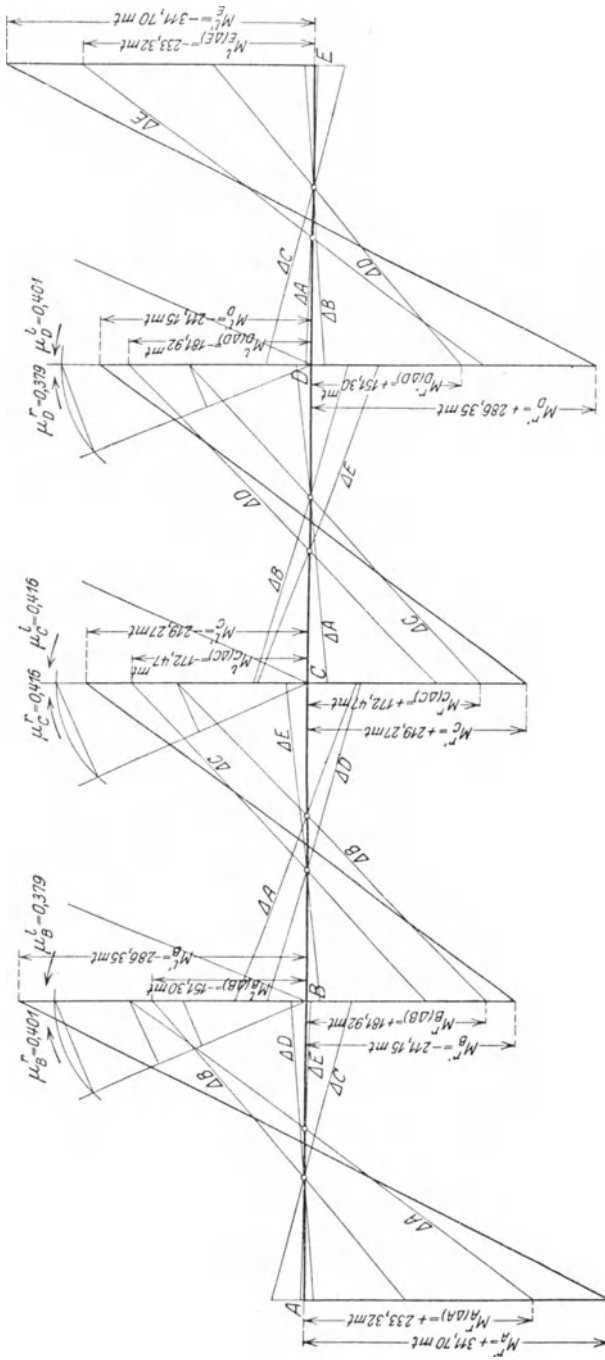


Fig. 49 a. Momente infolge Verschiebung des ganzen Systems um $\Delta = +0,01$ m.

$$\begin{aligned}
 H_A^{k'} &= -\frac{[M_A^{k'}]}{(h+f)} = -\frac{[-311,70]}{3,40} = + 91,68 \text{ t} \\
 H_B^{k'} &= -\frac{[M_B^{k'}]}{(h+f)} = -\frac{[-497,50]}{3,40} = + 146,32 \text{ t} \\
 H_C^{k'} &= -\frac{[M_C^{k'}]}{(h+f)} = -\frac{[-438,54]}{3,40} = + 128,98 \text{ t} \\
 H_D^{k'} &= -\frac{[M_D^{k'}]}{(h+f)} = -\frac{[-497,50]}{3,40} = + 146,32 \text{ t} \\
 H_E^{k'} &= -\frac{[M_E^{k'}]}{(h+f)} = -\frac{[-311,70]}{3,40} = + 91,68 \text{ t} \\
 &\qquad\qquad\qquad \underline{\qquad\qquad\qquad} \\
 &\qquad\qquad\qquad \sum H^{k'} + 604,98 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

Würde man die in der Balkenachse wirkende innere Kraft $\sum H^{k'} = + 604,98 \text{ t}$ (Reaktion) als äußere Belastung (Aktion) am Rahmen anbringen, so würde dieselbe eine Verschiebung des ganzen Systems um $\Delta = + 0,01 \text{ m}$ nach rechts hervorrufen und dadurch die Momente M' und die Horizontalschübe $H^{k'}$ erzeugen. Demnach wird eine nach rechts gerichtete Horizontalkraft $H = + 1,00 \text{ t}$ Momente M^* und Horizontalschübe H^* erzeugen, die wir durch Multiplikation der Werte M' und $H^{k'}$ mit dem Faktor $\frac{1}{\sum H^{k'}}$ erhalten. Es ergeben sich daher die Momente M^* und die Horizontalschübe H^{k*} mittels des Faktors

$$\frac{1}{\sum H^{k'}} = \frac{1}{604,98} = 0,001\,652\,95.$$

wie folgt:

$$\begin{aligned}
 M_A^{r*} &= + 311,70 \cdot 0,001\,652\,95 = + 0,515 \text{ mt}; & M_A^{k*} &= - 0,515 \text{ mt}; \\
 M_B^{l*} &= - 286,35 \cdot 0,001\,652\,95 = - 0,473 \text{ mt}; & & \\
 M_B^{r*} &= + 211,15 \cdot 0,001\,652\,95 = + 0,349 \text{ mt}; & \left. \begin{array}{l} M_B^{k*} \\ M_C^{k*} \end{array} \right\} &= - 0,822 \text{ mt}; \\
 M_C^{l*} &= - 219,27 \cdot 0,001\,652\,95 = - 0,362 \text{ mt}; & & \\
 M_C^{r*} &= + 219,27 \cdot 0,001\,652\,95 = + 0,362 \text{ mt}; & \left. \begin{array}{l} M_C^{k*} \\ M_D^{k*} \end{array} \right\} &= - 0,724 \text{ mt}; \\
 M_D^{l*} &= - 211,15 \cdot 0,001\,652\,95 = - 0,349 \text{ mt}; & & \\
 M_D^{r*} &= + 286,35 \cdot 0,001\,652\,95 = + 0,473 \text{ mt}; & \left. \begin{array}{l} M_D^{k*} \\ M_E^{k*} \end{array} \right\} &= - 0,822 \text{ mt}; \\
 M_E^{l*} &= - 311,70 \cdot 0,001\,652\,95 = - 0,515 \text{ mt}; & M_E^{k*} &= - 0,515 \text{ mt}; \\
 & & H_A^{k*} &= + 0,1515 \text{ t} \\
 & & H_B^{k*} &= + 0,2420 \text{ t} \\
 & & H_C^{k*} &= + 0,2130 \text{ t} \\
 & & H_D^{k*} &= + 0,2420 \text{ t} \\
 & & H_E^{k*} &= + 0,1515 \text{ t} \\
 & & \underline{\qquad\qquad\qquad} & \\
 & & \sum H^{k*} &= + 1,000 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

Die Momente M^* am Balken sowie die Momente M^* und Horizontalschübe H^{k*} an den Pfeilerköpfen sind in Fig. 49 b eingetragen.

Die Ermittlung der Balkenmomentenfläche infolge der durch die wandernde Last $P = 1,00$ t in den verschiedenen Stellungen „1“ bis „11“ hervorgerufenen Gesamthorizontalschübe $H_{P\text{res}}^k$.

Um die Balkenmomentenfläche infolge des bei einer bestimmten Stellung der Last „Eins“ hervorgerufenen Gesamthorizontalschubes $H_{P\text{res}}^k$ zu erhalten, ist es nur nötig, die in Fig. 49 b infolge der Horizontalkraft $H^{k*} = +1,00$ t dargestellten Momente M^* mit dem bei dieser Stellung in Fig. 48 a—c sich ergebenden Gesamthorizontalschub $H_{P\text{res}}^k$ zu multiplizieren.

Diese Multiplikation ist in einfacher Weise graphisch mittels der in Fig. 49 d aufgezeichneten Reduktionswinkel durchgeführt.

So erhalten wir z. B. die Momentenfläche am Balken infolge der bei der Stellung der Last „Eins“ in Querschnitt „2“ hervorgerufenen

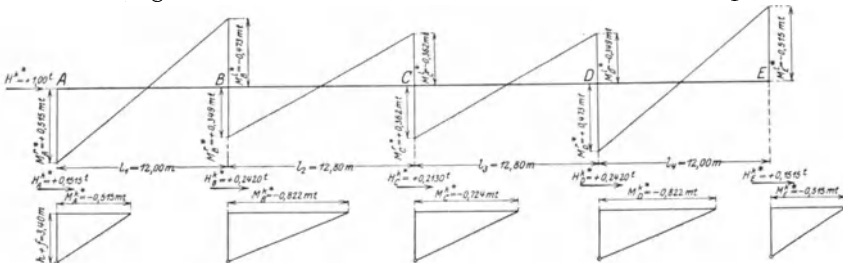


Fig. 49 b.

Horizontalschubes $H_{P\text{res}}^k$ (2) auf folgende Weise: Wir entnehmen die bei der Stellung der Last „Eins“ in Fig. 49 b ermittelte Einflußordinate und tragen dieselbe vom Scheitel der Reduktionswinkel in Fig. 49 d ab. Damit ergeben sich die gesuchten Balkenmomente über den Stützen. Die so gefundenen Stützenmomente sind in Fig. 49 c unter Berücksichtigung ihres Vorzeichens aufgetragen und die Endpunkte geradlinig verbunden.

Auf gleiche Weise sind die für alle anderen Stellungen der Last „Eins“ sich ergebenden Balkenmomente in Fig. 49 c bestimmt.

Die Ermittlung der Querkräfte am Balken infolge der durch die wandernde Last $P = 1,00$ t in den verschiedenen Stellungen „1“ bis „11“ hervorgerufenen Gesamthorizontalschübe $H_{P\text{res}}^k$ erfolgt, wie vorher, indem wir im ersten und zweiten Feld vom Nullpunkt der Momentenflächen aus im Abstände $H = 0,5$ t (Polweite der den einzelnen Laststellungen entsprechenden Momentenflächen in Fig. 47 a—b) eine Vertikale ziehen und die Momentenordinaten auf den letzteren mit dem Kräftemaßstab messen, in welchem die Polweite H aufgetragen wurde (1 t = 10 cm).

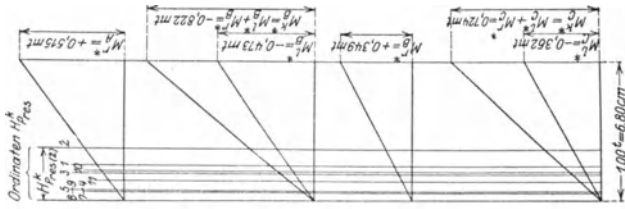


Fig. 49 d.

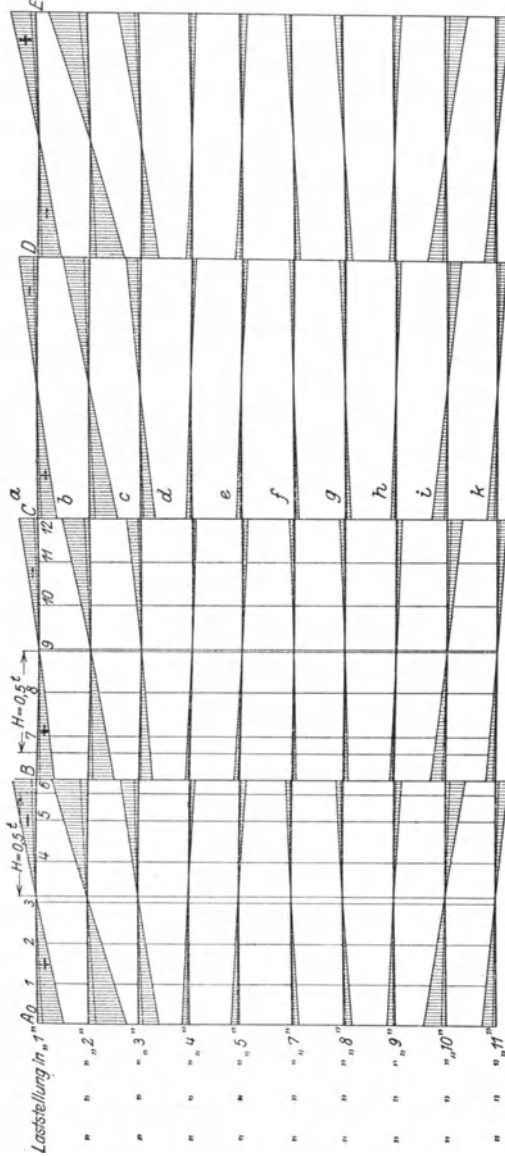


Fig. 49 c. Momente infolge der Horizontalschübe für die wandernde Last $P = 1,0 t$.

Zusätze zu den im Rechnungsabschnitt I ermittelten Einflußlinien der Biegemomente, Horizontalschübe und Querkräfte:

Da im Rechnungsabschnitt I die Momente, Horizontalschübe und Querkräfte unter der Voraussetzung unverschieblicher Pfeilerköpfe ermittelt wurden [d. h. unter der Wirkung von horizontalen Festhaltungskräften (Reaktionen) in den an den Pfeilerköpfen angebracht gedachten Lagern], so ergeben sich bei freien, verschieblichen Pfeilerköpfen unter den in Wirkung tretenden Horizontalschüben $H_{P_{res}}^k$ (Aktionen) Zusätze für die Momente, Horizontalschübe und Querkräfte, die wir nachstehend ermitteln wollen. Da die Ordinaten der Einflußlinie für die in Wirkung tretenden Gesamthorizontalschübe $H_{P_{res}}^k$ im ersten und zweiten Felde entgegengesetzt gleich sind denjenigen im dritten und vierten Felde, so sind auch die Zusätze für die beiden letzten Felder entgegengesetzt den Zusätzen im ersten und zweiten Felde.

Die unter Berücksichtigung dieser Zusätze entstehenden endgültigen Momente, Horizontalschübe und Querkräfte sind in den jeweiligen Figuren für den Rechnungsabschnitt I strichliert eingetragen.

Die Zusätze zu den Einflußlinien der Momente ergeben sich aus den in Fig. 49c aufgezeichneten Balkenmomentenflächen. So erhalten wir z. B. die Zusätze für die Einflußlinie der Momente für Querschnitt „1“ in der Vertikalen durch „1“. Es ist also der Zusatz im Schnitt „1“ gleich der im Schnitt „1“ der Fig. 49c entnommenen Momentenordinaten, derjenige im Abschnitt „2“ gleich der im Schnitt „1“ der Fig. 49d abgegriffenen Momentenordinate, und so fort für alle übrigen Schnitte des ersten und zweiten Feldes. Im vierten und dritten Felde sind die Zusätze der Symmetrie halber entsprechend denjenigen im ersten und zweiten Felde, nur mit umgekehrten Vorzeichen.

Die Zusätze für die Pfeilerkopfmomente ergeben sich als die Summe der Momentenordinaten rechts und links der Stütze, da z. B. $M_B^k = [M_B^l] - [M_B^r]$ und M_B^r stets das umgekehrte Vorzeichen wie M_B^l hat, M_B^k demnach absolut genommen immer gleich der Summe von M_B^l und M_B^r ist.

Es können die Zusatzordinaten für die Pfeilerkopfmomente auch unmittelbar aus der Fig. 49d entnommen werden, wo für die Zwischenstützen der Einfachheit halber die Summe aus den Momenten links und rechts der Stütze gleich gebildet ist.

Auf diese Weise wurden die in der Fig. 46a—m eingetragenen Zusätze für die Momente erhalten.

Die Zusätze zu den Einflußlinien der Horizontalschübe.

Eine nach rechts gerichtete Horizontalkraft $H^k = + 1,00$ t erzeugt nach Fig. 49b nachstehende Horizontalschübe an den Pfeilerköpfen:

$H_A^{k*} = +0,1515 \text{ t}$; $H_B^{k*} = +0,2420 \text{ t}$; $H_C^{k*} = +0,2130 \text{ t}$; $H_D^{k*} = +0,2420 \text{ t}$; $H_E^{k*} = +0,1515 \text{ t}$, deren Summe gleich $H^{k*} = +1,00 \text{ t}$ ist. Es wird demnach eine in Balkenachse wirksame Horizontalkraft $H_{P_{\text{res}}}^k$ in obigem Verhältnis der Horizontalschübe auf die Pfeilerköpfe verteilt. Dies ist in einfacher Weise in Fig. 48f mit Hilfe der Reduktionswinkel durchgeführt. Es können daraus auf der im Abstand $H_{P_{\text{res}}}^k$ am Scheitel aus eingetragenen Vertikalen unmittelbar die an den Pfeilerköpfen wirkenden Horizontalschübe und damit die für die Einflußlinien der Fig. 48a—e erforderlichen Zusätze abgegriffen werden.

Die Zusätze zu den Einflußlinien der Querkräfte unter der Wirkung der Horizontalkraft $H_{P_{\text{res}}}^k$ ergeben, da sämtliche Öffnungen unbelastet sind, für jede Laststellung in jedem Felde eine konstante Querkraft. Diese ist in der Fig. 49c auf einer im Abstande $H = 0,5 \text{ t}$ vom Momentennullpunkt gezogenen Vertikalen als Ordinate enthalten, gemessen im Kräftemaßstab des Kräftepolygons. So finden wir die Zusatzordinate für die Querkraft im ersten Felde für den Querschnitt „2“ auf der Vertikalen im Abstand $H = 0,5 \text{ t}$ vom Momentennullpunkt der Balkenmomentenfläche des ersten Feldes in Fig. 49d, für den Querschnitt „10“ auf der gleichen Vertikalen usf.

Die Zusätze im vierten und dritten Feld sind entgegengesetzt gleich denjenigen der symmetrischen Querschnitte im ersten und zweiten Felde.

Die Zusatzordinaten für die Querkraft im zweiten Felde finden wir entsprechend wie vor auf den Vertikalen im Abstand $H = 0,5 \text{ t}$ vom Momentennullpunkt der Balkenmomentenfläche des zweiten Feldes.

Die Zusätze wurden in den Fig. 47a—b strichliert eingetragen.

c) Ermittlung der Größtwerte der Momente, Horizontalschübe und Querkräfte.

Wir erhalten mit Hilfe der in den vorstehenden Abschnitten ermittelten Einflußlinien unter Berücksichtigung der Zusätze (strichlierte Linien) in bekannter Weise die Größtwerte der Momente, Horizontalschübe und Querkräfte unter den verschiedenen Belastungen, der ständigen Last und der Verkehrslast, letztere in ihrer ungünstigsten Stellung. Es ist also zunächst erforderlich, die verschiedenen Belastungsannahmen festzulegen.

Die Fahrbahnplatte wirke sowohl in der Längsrichtung als auch in der Querrichtung kontinuierlich. Dazu kommt noch der Drehwiderstand aller Rippen, der eine teilweise elastische Einspannung bewirkt. Die lichte Weite der Platte beträgt 1,70 m, die Stärke 15 cm und die theoretische Stützweite, die Entfernung der Hauptträger, $l = 2,10 \text{ m}$.

Eigengewicht: Schotter 0,400 t/qm
 Platte $0,15 \cdot 2,4$ 0,360 „
 $g = 0,760$ t/qm.

Wird die Auflagerung in der Querrichtung vernachlässigt, so ist nach den Winklerschen Tabellen bei 2 Öffnungen in der Mitte des Trägers: $M_g = 0,0625 g l^2$.

Wählen wir nun wegen der elastischen Einspannung der Platte nur zwei Drittel dieses Wertes, so ergibt sich:

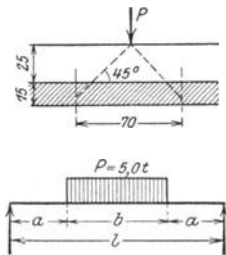
$$M_g = \frac{2}{3} 0,0625 g l^2 = 0,0417 \cdot g l^2 = 0,0417 \cdot 0,760 \cdot 2,10 = 0,140 \text{ mt.}$$

Das negative Moment über dem Hauptträger wird dementsprechend

$$\begin{aligned} M_g &= - (0,125 g l^2 - 0,0417 g l^2) = - 0,0833 g l^2 \\ &= - 0,0833 \cdot 0,760 \cdot 2,10^2 = - 0,280 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Als Verkehrslast kommt ein Lastwagen von 10 t Achsdruck in Frage, da die Dampfwalze ihre Last auf eine größere Fläche verteilt.

Der Raddruck des Lastwagens verteilt sich in der Querrichtung nach Fig. 50a auf ungefähr 70 cm, in der Längsrichtung wegen der Eiseneinlagen, die die Platte auf weitere Entfernung an der Durchbiegung teilnehmen lassen, auf etwa 1 m. Wird das Verkehrsmoment wegen der teilweisen Einspannung mit $\frac{1}{5}$ des Momentes bei freier Auflager angenommen, so ist:



$$\begin{aligned} M_p &= \frac{4 P}{5 \cdot 2} \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4} \right) = \frac{P}{5} \left(l - \frac{b}{2} \right) \\ &= \frac{5,0}{5} \left(2,10 - \frac{0,70}{4} \right) = 1,75 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Fig. 50 a.

Derselbe Wert wird über dem Auflager angenommen.

Das Gesamtmoment in Plattenmitte ist sonach:

$$M = M_g + M_p = 0,140 + 1,75 = + 1,890 \text{ mt.}$$

Da die Platte auch in der Querrichtung teilweise eingespannt ist, wird der Querschnittsbemessung vorerst nur die Hälfte, also

$$M = + 0,945 \text{ mt.}$$

zugrunde gelegt. Angenähert ergibt sich:

$$F_e = \frac{6 \cdot M}{5 \cdot \sigma_e \cdot h'} = \frac{6 \cdot 94500}{5 \cdot 1200 \cdot 13,5} = 7,00 \text{ cm}^2;$$

ingelegt: $F_e = 6 \varnothing 12 = 6,79 \text{ cm}^2$ (nach beiden Richtungen); mit $b = 100 \text{ cm}$, $h' = 13,5 \text{ cm}$ berechnet sich:

$$\frac{1}{\varphi} = \frac{b \cdot h'}{F_e} = \frac{100 \cdot 13,5}{6,79} \approx 200$$

und damit:

$$\sigma_{bd} = 8,141 \frac{M}{b h'^2} = 8,141 \cdot \frac{94\,500}{100 \cdot 13,5^2} = 42,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 27,000 \cdot \sigma_{bd} = 27,000 \cdot 42,2 = 1140 \text{ kg/cm}^2.$$

Über den Quer- und Hauptträgern sei das Moment:

$$M_{g+p} = -(0,280 + 1,75) = -2,030 \text{ mt.}$$

Aus dem gleichen Grunde wie vor wird bei der Querschnittsbemessung mit der Hälfte gerechnet.

$$M = -1,015 \text{ mt.}$$

Hier sind die Eisen aufgebogen, außerdem sind Vouten angeordnet, so daß die Trägerhöhe auf 18 cm steigt.

Es ist also $h' = 18 - 1,5 = 16,5 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$,

$$F_e = \frac{6 \cdot 101\,500}{5 \cdot 1200 \cdot 16,5} = 6,15 \text{ cm}^2;$$

einglegt: $F_e = 5 \varnothing 12 = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\frac{1}{\varphi} = \frac{b \cdot h'}{F_e} = \frac{100 \cdot 16,5}{5,65} = 292.$$

Da dieser Wert in der Zusammenstellung 1 nicht enthalten, so berechnen wir die Spannungen nach Gl. 16, S. (Bd. I):

$$x = \frac{n \cdot F_e}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n \cdot F_e}} \right)$$

$$x = \frac{10 \cdot 5,65}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 16,5}{10 \cdot 5,65}} \right) = 3,8 \text{ cm,}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 M}{x \cdot b \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 101\,500}{3,8 \cdot 100 \left(16,5 - \frac{3,8}{3} \right)} = 34,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \cdot \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{101\,500}{5,65 \cdot \left(16,5 - \frac{3,8}{3} \right)} = 1180 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Querträger.

Die Querträger wirken einmal als Teile der Fahrbahnkonstruktion:

$$\text{Eigengewicht: } 0,20 \cdot 0,35 \cdot 2,4 = 0,168 \text{ t/lfd. m}$$

$$\text{Platte und Schotter: } 0,760 \cdot 2,133 = 1,620 \text{ „}$$

$$\text{Ständige Last: } g = 1,788 \text{ t/lfd. m.}$$

Für $l = 2,10$ m ist bei einem durchlaufenden Träger über 2 Öffnungen

$$M_g = 0,0700 g l^2 = +0,550 \text{ mt.}$$

Infolge der Verkehrslast wird unter den gleichen Annahmen wie für die Fahrbahnplatte:

$$M_p = \frac{P}{5} \left(l - \frac{b}{2} \right) = \frac{5}{5} \cdot \left(2,10 - \frac{0,70}{2} \right) = +1,75 \text{ mt.}$$

Das Gesamtmoment ist demnach:

$$M = M_g + M_p = 0,550 + 1,750 = 2,300 \text{ mt.}$$

Der Querträger wirkt ferner als Verteilungsträger, d. h. er überträgt von einer über einem Hauptträger stehenden Last einen Teil auf die übrigen Hauptträger.

Wir nehmen an, daß von einer Last über einem Hauptträger dieser 50 v. H., die beiden anderen je 25 v. H. aufnehmen. Dann ist das „Verteilungsmoment“ des Querträgers nach Fig. 50 b auszusetzen mit:

$$M = 2,5 \cdot 1,40 = 3,5 \text{ mt.}$$

Da dieses Moment größer ist als das vorher berechnete, so kommt es für die Querschnittsbemessung in Betracht.

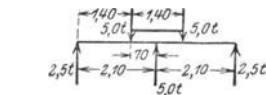


Fig. 50 b.

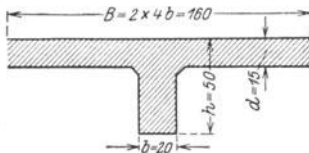


Fig. 50 c.

Mit $h = 50$ cm; $h' = h - a = 50 - 3 = 47$ cm; $b = 20$ cm (Fig. 50 c) wird

$$F_e = \frac{6 \cdot 350000}{5 \cdot 1200 \cdot 47} = 7,45 \text{ cm}^2,$$

eingelegt: $F_e = 4 \varnothing 16 = 8,04 \text{ cm}^2$;

für $B = 2 \cdot 4 \cdot b = 2 \cdot 4 \cdot 20 = 160$ cm ergibt sich nach Gleichung (27), Bd. I:

$$x = \frac{n F_e}{B} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 h' \cdot B}{n \cdot F_e}} \right) = 6,38 \text{ cm},$$

$$J_n = \frac{B x^3}{3} + n F_e (h' - x)^2 = 145800 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{J_n} = \frac{350000 \cdot 6,38}{145800} = 15,3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{M \cdot (h' - x)}{J_n} = 10 \cdot \frac{350000 \cdot (50 - 3 - 6,38)}{145800} = 975 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit den in vorstehendem ermittelten Abmessungen der Fahrbahnplatte ergibt sich nun die ständige Belastung der Hauptträger wie folgt:

Eigengewicht des gesamten Tragwerkes:

Schotter: $0,40 \cdot 5,20 \dots = 2,08 \text{ t/lfd. m}$

Fahrbahnplatte: $0,15 \cdot 5,80 \cdot 2,4 \dots = 2,09 \text{ ,,}$

Querträger: $0,20 \cdot 0,35 \cdot \frac{2 \cdot 1,70}{1,85} \cdot 2,4 \dots = 0,31 \text{ ,,}$

Hauptträger in Mitte: $3 \cdot 0,40 \cdot 0,58 \cdot 2,4 \dots = 1,67 \text{ ,,}$

Insgesamt: 6,15 t/lfd. m.

Es entfällt demnach auf einen Hauptträger als ständige Belastung:

$$g = \frac{6,15}{3} = 2,05 \text{ t/lfd. m.}$$

Als Verkehrsbelastung wurden beim Entwurf folgende Belastungsannahmen gemacht:

Menschengedränge mit $\left(440 + \frac{1400}{l}\right) \text{ kg/m}^2$; in unserem Falle ergibt dies $440 + \frac{1400}{12,0} = 557 \text{ kg/m}^2$.

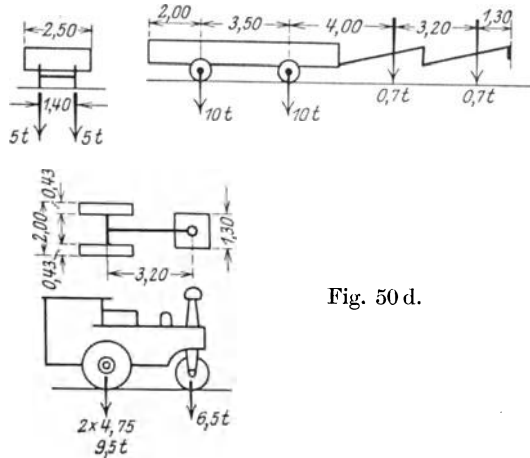


Fig. 50 d.

Ferner der in Fig. 50d skizzierte Lastwagen von 10 t Achsdruck und die Dampfwalze von 16 t Betriebsgewicht nebst Menschenge- dränge von 350 kg/m².

Ermittlung der Inhalte der Einflußflächen nach Fig. 46a—m.

Für Querschnitt „3“:

positive Fläche: $4,600 + 0,213 = +4,813$,

negative „ : $1,013 = -1,013$;

Querschnitt „9“:

positive Fläche: $5,875 + 0,250 = +6,125$,

negative „ : $0,920 + 0,961 = -1,881$;

Querschnitt „2“:

positive Fläche: $3,500 + 0,726 = +4,226$,

negative „ : $0,180 + 0,213 = -0,393$;

Querschnitt „4“:

positive Fläche: $2,385 + 0,748 + 0,100 = +3,233$,

negative „ : $0,428 + 2,455 + 0,160 = -3,043$;

Querschnitt „8“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 3,749 + 0,876 & = +4,625, \\ \text{negative „ : } & 2,500 + 0,188 + 0,400 & = -3,088; \end{aligned}$$

Querschnitt „10“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 3,773 + 0,700 + 0,850 & = +5,323, \\ \text{negative „ : } & 2,860 + 0,183 & = -3,043; \end{aligned}$$

Querschnitt „1“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 1,058 + 2,030 + 0,210 & = +3,298, \\ \text{negative „ : } & 3,120 + 0,587 + 0,452 & = -4,159; \end{aligned}$$

Querschnitt „5“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 0,656 + 1,068 + 0,357 & = +2,081, \\ \text{negative „ : } & 5,473 + 3,840 + 0,269 & = -9,582; \end{aligned}$$

Querschnitt „7“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 0,919 + 2,615 & = +3,534, \\ \text{negative „ : } & 4,000 + 4,280 + 1,10 & = -9,380; \end{aligned}$$

Querschnitt „11“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 0,950 + 2,200 + 1,600 & = +4,750, \\ \text{negative „ : } & 4,145 + 4,590 & = -8,735; \end{aligned}$$

Querschnitt „B^l“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 1,388 + 0,526 & = + 1,914, \\ \text{negative „ : } & 15,580 + 5,36 + 0,416 & = -21,356; \end{aligned}$$

Querschnitt „B^r“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 4,430 & = + 4,430, \\ \text{negative „ : } & 5,450 + 14,83 + 1,800 & = -22,080; \end{aligned}$$

Querschnitt „C^l“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 3,700 + 2,400 & = + 6,100, \\ \text{negative „ : } & 14,510 + 6,320 & = -20,830; \end{aligned}$$

Querschnitt „C^r“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 2,400 + 3,700 & = + 6,100, \\ \text{negative „ : } & 6,320 + 14,510 & = -20,830; \end{aligned}$$

Querschnitt „A^r“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 3,470 + 0,203 & = + 3,673, \\ \text{negative „ : } & 11,100 + 0,939 + 0,748 & = -12,787; \end{aligned}$$

Querschnitt „B^k“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 9,500 + 2,000 & = +11,500, \\ \text{negative „ : } & 10,050 + 3,095 & = -13,145; \end{aligned}$$

Querschnitt „C^k“:

$$\begin{aligned} \text{positive Fläche: } & 8,010 + 1,810 + 0,365 & = +10,185, \\ \text{negative „ : } & 8,010 + 1,810 + 0,365 & = -10,185. \end{aligned}$$

Querkräfte im ersten Feld:

Lamelle:	Inhalt:		
0-1	-0,14	+1,86	
1-2	-0,44	+1,56	negative Fläche: 0,736 + 0,067 = -0,803
2-3	-0,84	+1,16	positive „ : 0,166 + 0,115 = +0,281
3-4	-1,34	+0,66	
4-5	-1,70	+0,30	
5-6	-1,92	+0,08	

Querkräfte im zweiten Feld:

Lamelle:	Inhalt:		
6-7	-0,107	+2,026	
7-8	-0,368	+1,765	negative Fläche: 0,852 = -0,852
8-9	-0,779	+1,354	positive „ : 0,720 + 0,320 = +1,040
9-10	-1,344	+0,789	
10-11	-1,750	+0,383	
11-12	-2,028	+0,105	

Berechnung der Momente und Querkräfte.

Mit der ständigen Belastung $g = 2,05$ t/lfd. m für einen Hauptträger ergeben sich mit Hilfe der Inhalte der Einflußflächen nachstehende Momente und Querkräfte:

Moment in Querschnitt „3“ (Mitte Endfeld):

$$M_g = (+4,813 - 1,013) \cdot 2,05 = +7,80 \text{ mt};$$

Moment in Querschnitt „9“ (Mitte Mittelfeld):

$$M_g = (+6,125 - 1,881) \cdot 2,05 = +8,70 \text{ mt};$$

Moment in Querschnitt „2“:

$$M_g = (+4,226 - 0,393) \cdot 2,05 = +7,97 \text{ mt};$$

Moment in Querschnitt „4“:

$$M_g = (+3,233 - 3,043) \cdot 2,05 = +0,390 \text{ mt};$$

Moment in Querschnitt „8“:

$$M_g = (+4,625 - 3,088) \cdot 2,05 = +3,15 \text{ mt};$$

Moment in Querschnitt „10“:

$$M_g = (+5,323 - 3,043) \cdot 2,05 = +4,68 \text{ mt};$$

Moment in Querschnitt „1“:

$$M_g = (+3,298 - 4,159) \cdot 2,05 = -1,763 \text{ mt};$$

Moment in Querschnitt „5“:

$$M_g = (+2,081 - 9,582) \cdot 2,05 = -15,38 \text{ mt};$$

Moment in Querschnitt „7“:

$$M_g = (+3,534 - 9,380) \cdot 2,05 = -11,98 \text{ mt};$$

Moment in Querschnitt „11“:

$$M_g = (+4,750 - 8,735) \cdot 2,05 = -8,17 \text{ mt};$$

Moment links der Stütze *B*: Querschnitt „*B*^l“:

$$M_g = (+1,914 - 21,356) \cdot 2,05 = -39,88 \text{ mt};$$

Moment rechts der Stütze *B*: Querschnitt „*B*^r“:

$$M_g = (+4,430 - 22,080) \cdot 2,05 = -36,20 \text{ mt};$$

Moment links der Stütze *C*: Querschnitt „*C*^l“:

$$M_g = (+6,100 - 20,830) \cdot 2,05 = -30,20 \text{ mt};$$

Moment rechts der Stütze *C*: Querschnitt „*C*^r“:

$$M_g = (+6,100 - 20,830) \cdot 2,05 = -30,20 \text{ mt};$$

Moment rechts der Stütze *A*: Querschnitt „*A*^r“:

$$M_g = (+3,673 - 12,787) \cdot 2,05 = -18,68 \text{ mt};$$

Moment am Kopfe des Pfeilers *B*: Querschnitt „*B*^k“:

$$M_g = (+11,500 - 13,145) \cdot 2,05 = -3,680 \text{ mt};$$

Moment am Kopfe des Pfeilers *C*: Querschnitt „*C*^k“:

$$M_g = (+10,185 - 10,185) \cdot 2,05 = \pm 0,0 \text{ mt}.$$

Querkraft rechts der Stütze *A*:

$$Q_g = (+1,86 + 1,56 + 1,16 + 0,66 + 0,30 + 0,08 + 0,281 - 0,803) \cdot 2,05 \\ = +10,44 \text{ t};$$

Querkraft im Querschnitt „1“:

$$Q_g = (-0,14 + 1,56 + 1,16 + 0,66 + 0,30 + 0,08 + 0,281 - 0,803) \cdot 2,05 \\ = +6,35 \text{ t};$$

Querkraft im Querschnitt „2“:

$$Q_g = (-0,14 - 0,44 + 1,16 + 0,66 + 0,30 + 0,08 + 0,281 - 0,803) \cdot 2,05 \\ = +2,25 \text{ t};$$

Querkraft im Querschnitt „3“:

$$Q_g = (-0,14 - 0,44 - 0,84 + 0,66 + 0,30 + 0,08 + 0,281 - 0,803) \cdot 2,05 \\ = -1,85 \text{ t};$$

Querkraft im Querschnitt „4“:

$$Q_g = (-0,14 - 0,44 - 0,84 - 1,34 + 0,30 + 0,08 + 0,281 - 0,803) \cdot 2,05 \\ = -5,95 \text{ t};$$

Querkraft im Querschnitt „5“:

$$Q_g = (-0,14 - 0,44 - 0,84 - 1,34 - 1,70 + 0,08 + 0,281 - 0,803) \cdot 2,05 \\ = -10,04 \text{ t};$$

Querkraft links der Stütze *B*:

$$Q_g = (-0,14 - 0,44 - 0,84 - 1,34 - 1,70 - 1,92 + 0,281 - 0,803) \cdot 2,05 \\ = -14,15 \text{ t};$$

Querkraft rechts der Stütze *B*:

$$Q_g = (+2,026 + 1,765 + 1,354 + 0,789 + 0,383 + 0,105 + 1,04 - 0,852) \cdot 2,05 \\ = +13,54 \text{ t};$$

Querkraft im Querschnitt „7“:

$$Q_g = (-0,107 + 1,765 + 1,354 + 0,789 + 0,383 + 0,105 + 1,04 - 0,852) \cdot 2,05 \\ = +9,19 \text{ t};$$

Querkraft im Querschnitt „8“:

$$Q_g = (-0,107 - 0,368 + 1,354 + 0,789 + 0,383 + 0,105 + 1,04 - 0,852) \cdot 2,05 = +4,81 \text{ t};$$

Querkraft im Querschnitt „9“:

$$Q_g = (-0,107 - 0,368 - 0,779 - 0,789 - 0,383 - 0,105 + 1,04 - 0,852) \cdot 2,05 = +0,433 \text{ t};$$

Querkraft im Querschnitt „10“:

$$Q_g = (-0,107 - 0,368 - 0,779 - 1,344 + 0,383 + 0,105 + 1,04 - 0,852) \cdot 2,05 = -3,94 \text{ t};$$

Querkraft im Querschnitt „11“:

$$Q_g = (-0,107 - 0,367 - 0,779 - 1,344 - 1,750 + 0,105 + 1,040 - 0,852) \cdot 2,05 = -8,31 \text{ t};$$

Querkraft links der Stütze C:

$$Q_g = (-0,107 - 0,368 - 0,779 - 1,344 - 1,750 - 2,028 + 1,04 - 0,852) \cdot 2,05 = -12,68 \text{ t}.$$

Größtwerte der Momente und Querkräfte infolge der Verkehrsbelastung.

Als ungünstigste Belastung ergab sich der Lastwagen von 10 t Achsdruck in Verbindung mit Menschengedränge von 350 kg/m². Hierbei ist der Umstand zu berücksichtigen, daß unter der Belastung alle Hauptträger an der Durchbiegung teilnehmen müssen, da sie durch die Querträger verbunden sind. Die Querträger wurden so bemessen, daß der Träger unter der Last 50 v. H., die beiden anderen je 25 v. H. erhalten. Diese Verteilung der Lasten wird auch bei der Ermittlung der Größtwerte der Momente und Querkräfte berücksichtigt. Es entfällt demnach auf einen Hauptträger nur eine Achslast von 5,0 t. Das Menschengedränge berechnet sich bei der Trägerentfernung von 2,10 m zu $p = 0,350 \cdot 2,10 = 0,735 \text{ t/lfd. m}$.

Die mit Hilfe der Einflußlinien und des Lastenschemas ermittelten Größtwerte der Momente sind wie folgt:

Größtwerte der Momente:

in Querschnitt „3“:

$$\text{pos. } M_v \text{ max} = + (1,20 + 0,24) \cdot 5,0 + (0,72 + 0,213) \cdot 0,735 = + 7,885 \text{ mt},$$

$$\text{neg. } M_v \text{ max} = - \left[(0,14 + 0,11) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,09}{2} \cdot 2,26 + \frac{0,06}{2} \cdot 3,04 \right) \cdot 0,735 \right] = -1,392 \text{ mt};$$

in Querschnitt „9“:

$$\text{pos. } M_v \text{ max} = + (1,40 + 0,28) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,47}{2} \cdot 4,40 + \frac{0,05}{2} \cdot 0,90 + 0,250 \right) \cdot 0,735 = + 9,360 \text{ mt},$$

$$\text{neg. } M_v \text{ max} = - \left[(0,14 + 0,09) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,09}{2} \cdot 2,0 + \frac{0,04}{2} \cdot 2,50 + 0,961 \right) \cdot 0,735 \right] = -1,960 \text{ mt};$$

in Querschnitt „2“:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(1,10 + 0,09) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,28}{2} \cdot 2,10 + 0,726 \right) \cdot 0,735 = +6,700 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(0,04 + 0,02) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,02}{2} \cdot 4,40 + 0,180 \right) \cdot 0,735 \right] = -0,465 \text{ mt;}$$

in Querschnitt „4“:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(0,92 + 0,06) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,10}{2} \cdot 0,7 + 0,748 + 0,100 \right) \cdot 0,735 = +5,549 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(0,30 + 0,30) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,15}{2} \cdot 4,40 + \frac{0,10}{2} \cdot 0,90 + 0,428 + 0,160 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -3,707 \text{ mt;}$$

in Querschnitt „8“:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(1,10 + 0,11) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,30}{2} \cdot 2,70 + 0,876 \right) \cdot 0,735 = +6,993 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(0,38 + 0,28) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,16}{2} \cdot 4,50 + 0,188 + 0,400 \right) \cdot 0,735 \right] = -3,996 \text{ mt;}$$

in Querschnitt „10“:

$$\text{pos. } M_{v \max} = + \left[(1,13 + 0,14) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,33}{2} \cdot 2,8 + 0,700 + 0,805 \right) \cdot 0,735 \right] = +7,828 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(0,35 + 0,35) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,18}{2} \cdot 4,40 + \frac{0,14}{2} \cdot 0,90 + 0,183 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -3,972 \text{ mt;}$$

in Querschnitt „1“:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(0,70 + 0,00) \cdot 5,0 + (2,03 + 0,21) \cdot 0,735 = +5,145 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(0,61 + 0,29) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,08}{2} \cdot 0,5 + 0,587 + 0,452 \right) \cdot 0,735 \right] = -5,279 \text{ mt;}$$

in Querschnitt „5“:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(0,12 + 0,12) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,08}{2} \cdot 2,3 + \frac{0,09}{2} \cdot 3,00 + 0,656 + 0,357 \right) \cdot 0,735 \\ = +2,112 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(0,82 + 0,68) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,46}{2} \cdot 2,5 + 3,840 + 0,269 \right) \cdot 0,735 \right] = -10,94 \text{ mt;}$$

in Querschnitt „7“:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(0,35 + 0,35) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,11}{2} \cdot 0,9 + \frac{0,11}{2} \cdot 4,40 + 0,919 \right) \cdot 0,735 = +4,383 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(0,78 + 0,42) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,36}{2} \cdot 0,70 + \frac{0,21}{2} \cdot 1,5 + 4,00 + 1,10 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -9,955 \text{ mt;}$$

in Querschnitt „11“:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(0,35 + 0,25) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,28}{2} \cdot 4,5 + 0,950 + 1,60 \right) \cdot 0,735 = +5,338 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(0,73 + 0,43) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,21}{2} \cdot 1,5 + \frac{0,35}{2} \cdot 0,70 + 4,59 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -9,38 \text{ mt;}$$

Querschnitt „ $B^{e''}$ “:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(0,16 + 0,15) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,12}{2} \cdot 3,0 + \frac{0,09}{2} \cdot 2,3 + 0,526 \right) \cdot 0,735 = +2,145 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(1,84 + 1,91) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,72}{2} \cdot 1,0 + \frac{1,16}{2} \cdot 3,5 + 5,36 + 0,416 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -24,75 \text{ mt;}$$

Querschnitt „ $B^{r''}$ “:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(0,56 + 0,56) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,20}{2} \cdot 0,9 + \frac{0,24}{2} \cdot 4,40 \right) \cdot 0,735 = +6,054 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(1,84 + 1,76) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,60}{2} \cdot 0,9 + \frac{1,08}{2} \cdot 4,40 + 5,450 + 1,800 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -25,27 \text{ mt;}$$

Querschnitt „ $C^{l''}$ “:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(0,59 + 0,43) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,19}{2} \cdot 4,5 + 2,400 \right) \cdot 0,735 = +7,18 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(1,65 + 1,77) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,60}{2} \cdot 0,9 + \frac{1,04}{2} \cdot 4,4 + 6,32 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -23,63 \text{ mt;}$$

Querschnitt „ $A^{r''}$ “:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(0,49 + 0,44) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,18}{2} \cdot 0,9 + \frac{0,14}{2} \cdot 4,4 + 0,203 \right) \cdot 0,735 \\ = +5,085 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(1,30 + 1,11) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,76}{2} \cdot 2,0 + \frac{0,69}{2} \cdot 2,5 + 0,939 + 0,748 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -14,48 \text{ mt;}$$

Querschnitt „ $B^{k''}$ “:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(1,18 + 0,99) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,36}{2} \cdot 0,9 + \frac{0,79}{2} \cdot 4,4 + 2,00 \right) \cdot 0,735 \\ = +13,715 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = - \left[(1,30 + 1,10) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,78}{2} \cdot 2,0 + \frac{0,67}{2} \cdot 2,5 + 3,095 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -15,46 \text{ mt;}$$

Querkraft „ $C^{k''}$ “:

$$\text{pos. } M_{v \max} = +(1,02 + 0,88) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,54}{2} \cdot 1,65 + \frac{0,54}{2} \cdot 3,65 + 1,815 + 0,365 \right) \cdot 0,735 \\ = +12,15 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_{v \max} = -(9,5 + 2,65) = -12,15 \text{ mt.}$$

Größtwerte der Querkräfte

rechts der Stütze A :

$$\text{pos. } Q_{v \max} = +(1,0 + 0,745) \cdot 5,0 + (0,480 \cdot 0,5 + 0,66 + 0,30 + 0,08 + 0,281) \cdot 0,735 \\ = +9,878 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_{v \max} = - \left[(0,104 + 0,088) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,040}{2} \cdot 0,9 + \frac{0,035}{2} \cdot 4,4 + 0,067 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -1,079 \text{ t;}$$

in Querschnitt „1“:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(0,863 + 0,520) \cdot 5,0 + (0,246 \cdot 0,5 + 0,30 + 0,08 + 0,281) \cdot 0,735 \\ = +7,491 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = - \left[(0,104 + 0,088) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,040}{2} \cdot 0,9 + \frac{0,035}{2} \cdot 4,4 + 0,067 + 0,14 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -1,182 \text{ t;}$$

in Querschnitt „2“:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(0,700 + 0,270) \cdot 5,0 + (0,11 \cdot 0,5 + 0,08 + 0,281) \cdot 0,735 = +5,156 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = -(0,302 + 0,035) \cdot 5,0 + (0,736 + 0,067) \cdot 0,735 = -2,275 \text{ t;}$$

in Querschnitt „3“:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(0,455 + 0,120) \cdot 5,0 + (0,020 \cdot 0,5 + 0,281) \cdot 0,735 = +3,089 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = -[(0,554 + 0,174) \cdot 5,0 + (0,034 \cdot 0,5 + 0,803) \cdot 0,735] = -4,243 \text{ t;}$$

in Querschnitt „4“:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(0,225 + 0,020) \cdot 5,0 + (0,281) \cdot 0,735 = +1,431 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = -[(0,780 + 0,362) \cdot 5,0 + (0,14 + 0,160 \cdot 0,5 + 0,803) \cdot 0,735] = -6,463 \text{ t;}$$

in Querschnitt „5“:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(0,092 - 0,060) \cdot 5,0 + (0,281) \cdot 0,735 = +0,366 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = -[(0,908 + 0,618) \cdot 5,0 + (0,140 + 0,440 + 0,330 \cdot 0,5 + 0,803) \cdot 0,735] \\ = -8,767 \text{ t;}$$

links der Stütze B:

$$\text{pos. } Q_v \max = + \left[(0,023 + 0,017) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,012}{2} \cdot 3,05 + \frac{0,020}{2} \cdot 2,25 + 0,115 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = +0,315 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = -[(1,00 + 0,815) \cdot 5,0 + (0,140 + 0,44 + 0,840 + 0,588 \cdot 0,5 \\ + 0,803) \cdot 0,735] = -10,922 \text{ t;}$$

rechts der Stütze B:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(1,00 + 0,803) \cdot 5,0$$

$$+ \left(0,556 \cdot 0,90 + 0,789 + 0,383 + 0,105 + 1,04 - \frac{0,080}{2} \cdot 2,0 \right) \cdot 0,735 \\ = +11,025 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = - \left[(0,108 + 0,106) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,040}{2} \cdot 0,9 + \frac{0,050}{2} \cdot 4,40 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -1,164 \text{ t;}$$

in Querschnitt „7“:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(0,891 + 0,595) \cdot 5,0 + (0,290 \cdot 0,9 + 0,383 + 0,105 + 1,04) \cdot 0,735 \\ = +8,744 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = - \left[(0,108 + 0,106) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,040}{2} \cdot 0,9 + \frac{0,050}{2} \cdot 4,4 + 0,107 \right) \cdot 0,735 \right] \\ = -1,243 \text{ t;}$$

in Querschnitt „8“:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(0,746 + 0,320) \cdot 5,0 + (0,132 \cdot 0,9 + 0,105 + 1,04) \cdot 0,735 = +6,260 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = -[(0,254 + 0,035) \cdot 5,0 + (0,852) \cdot 0,735] = -2,071 \text{ t;}$$

in Querschnitt „9“:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(0,505 + 0,150) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,040}{2} \cdot 0,9 + 1,04 \right) \cdot 0,735 = +4,053 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = - \left[(0,500 + 0,150) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,040}{2} \cdot 0,9 + 0,852 \right) \cdot 0,735 \right] = -3,890 \text{ t;}$$

in Querschnitt „10“:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(0,250 + 0,035) \cdot 5,0 + (1,04) \cdot 0,735 = +2,190 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = - \left[(0,750 + 0,327) \cdot 5,0 + (0,107 + 0,132 \cdot 0,9 + 0,852) \cdot 0,735 \right] \\ = -6,178 \text{ t;}$$

in Querschnitt „11“:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(0,095 + 0,092) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,035}{2} \cdot 4,0 + \frac{0,020}{2} \cdot 0,5 + 0,105 + 0,320 \right) \cdot 0,735 \\ = +1,303 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = - \left[(0,890 + 0,595) \cdot 5,0 + (0,107 + 0,368 + 0,295 \cdot 0,9 + 0,852) \cdot 0,735 \right] \\ = -8,595 \text{ t;}$$

links der Stütze C:

$$\text{pos. } Q_v \max = +(0,095 + 0,092) \cdot 5,0 + \left(\frac{0,035}{2} \cdot 4,0 + \frac{0,020}{2} \cdot 0,5 + 0,320 \right) \cdot 0,735 \\ = +1,225 \text{ t,}$$

$$\text{neg. } Q_v \max = - \left[(1,000 + 0,810) \cdot 5,0 \\ + (0,107 + 0,368 + 0,779 + 0,560 \cdot 0,9 + 0,852) \cdot 0,735 \right] = -10,968 \text{ t.}$$

Ermittlung der Größtwerte der Momente und Querkräfte infolge ungünstiger Gesamtbelastung.

Die vorher ermittelten Größtwerte der Momente und Querkräfte infolge ständiger Last und infolge ungünstigster Verkehrsbelastung sind in der Zusammenstellung auf S. 389 enthalten und in Fig. 50e—h zeichnerisch dargestellt.

Die Querkräfte an den Köpfen der Stützen ergeben sich aus der Beziehung

$$Q^k = - \frac{M^k}{h + f} = - \frac{M^k}{3,40},$$

wobei eine nach rechts gerichtete Querkraft positiv, eine nach links gerichtete negativ gerechnet wird.

Wir erhalten dabei die gleichen Werte wie für die Horizontalschübe H^k als Reaktionen mit Hilfe der Einflußlinien. Diese ergeben sich aus den vorher aufgezeichneten Einflußlinien der Momente an den Stützenköpfen durch Umkehren des Vorzeichens, gemessen mit dem Maßstab 1 t = 6,8 cm statt 1 mt = 2 cm. Es ist also auch hierbei:

$$H^k_{(\text{Reaktion})} = -M^k \cdot \frac{2}{6,8} = - \frac{M^k}{3,4} = - \frac{M^k}{h + f} = Q^k.$$

Die Querkräfte am Fußgelenk der Stützen sind gleich denjenigen am Pfeilerkopf, nur mit entgegengesetztem Vorzeichen. Es ist also:

$$Q^f = -Q^k.$$

Quer- schnitt	Momente infolge ständiger Last		Größtwerte der Momente infolge ungünstiger Verkehrsbelastung		Größtwerte der Momente infolge ungünstiger Gesamtbelastung		Querkkräfte infolge ständiger Last		Größtwerte der Querkkräfte infolge ungünstiger Verkehrsbelastung		Größtwerte der Querkkräfte infolge ungünstiger Gesamtbelastung	
	pos.	neg.	max.	min.	max.	min.	pos.	neg.	pos.	neg.	max.	min.
A'	— 18,680	— 14,480	— 33,160	— 13,595	+ 10,440	+ 9,878	— 1,079	+ 20,318	+ 9,878	— 1,079	+ 20,318	+ 9,361
1	— 1,763	— 5,279	— 7,042	+ 3,382	+ 6,350	+ 7,491	— 1,182	+ 13,841	+ 7,491	— 1,182	+ 13,841	+ 5,168
2	+ 7,970	— 0,465	+ 14,670	+ 7,505	+ 2,250	+ 5,156	— 2,275	+ 7,406	+ 5,156	— 2,275	+ 7,406	— 0,025
3	+ 7,800	— 1,392	+ 15,685	+ 6,408	— 1,850	+ 3,089	— 4,243	+ 6,093	+ 3,089	— 4,243	+ 6,093	+ 1,239
4	+ 0,390	— 3,707	+ 5,939	— 3,317	— 5,950	+ 1,431	— 6,463	+ 12,413	+ 1,431	— 6,463	+ 12,413	— 4,519
5	— 15,380	— 10,940	— 26,320	— 13,268	— 10,040	+ 0,366	— 8,767	+ 18,807	+ 0,366	— 8,767	+ 18,807	— 9,674
B'	— 39,880	— 24,750	— 64,630	— 37,375	— 14,150	+ 0,315	— 10,922	+ 25,072	+ 0,315	— 10,922	+ 25,072	— 13,835
B''	— 36,200	— 25,270	— 61,470	— 30,146	+ 13,540	+ 11,025	— 1,164	+ 24,565	+ 11,025	— 1,164	+ 24,565	+ 12,376
7	— 11,980	— 9,955	— 21,935	— 7,597	+ 9,190	+ 8,744	— 1,243	+ 17,934	+ 8,744	— 1,243	+ 17,934	+ 7,947
8	+ 3,150	— 3,996	+ 10,143	— 0,846	+ 4,810	+ 6,260	— 2,071	+ 11,070	+ 6,260	— 2,071	+ 11,070	+ 2,739
9	+ 8,700	— 1,960	+ 18,060	+ 6,740	+ 0,433	+ 4,053	— 3,890	+ 4,486	+ 4,053	— 3,890	+ 4,486	— 3,457
10	+ 4,680	— 3,972	+ 12,508	+ 0,708	+ 3,940	+ 2,190	— 6,178	+ 10,118	+ 2,190	— 6,178	+ 10,118	— 1,750
11	— 8,170	— 9,380	— 17,550	— 2,832	— 8,310	+ 1,303	— 8,595	+ 16,905	+ 1,303	— 8,595	+ 16,905	— 7,007
$C^r = C^r$	— 30,200	— 23,630	— 53,830	— 23,020	— 12,680	+ 1,225	— 10,968	+ 23,648	+ 1,225	— 10,968	+ 23,648	— 11,455
$A^k = -A^r$	+ 18,680	— 5,085	+ 33,160	+ 13,595	— 5,490	+ 1,492	— 4,260	+ 9,750	+ 1,492	— 4,260	+ 9,750	— 3,998
B^k	— 3,680	— 15,460	— 19,140	+ 10,035	+ 1,082	+ 4,545	— 4,035	+ 5,627	+ 4,545	— 4,035	+ 5,627	— 2,953
C^k	+ 0,000	— 12,150	— 12,150	+ 12,150	+ 0,000	+ 3,575	— 3,575	+ 3,575	+ 3,575	— 3,575	+ 3,575	— 3,575

d) Querschnittsbemessung und Spannungsnachweis.

Der Querschnitt mit dem positiven Größtmoment im ersten Felde:

$$M_{\max}^I = +16,500 \text{ mt};$$

$$h = 60 \text{ cm}; \quad h' = h - a = 56 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm}; \quad B = e = 210 \text{ cm}; \\ d = 15 \text{ cm};$$

$$F_e = \frac{6 \cdot M}{5 \cdot h' \cdot \sigma_e} = \frac{6 \cdot 1650000}{5 \cdot 56 \cdot 1200} = 29,5 \text{ cm}^2;$$

gewählt: $F_e = 9 \varnothing 20 = 28,28 \text{ cm}^2$;

$$x = \frac{n \cdot F_e}{B} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2(h' \cdot B)}{n \cdot F_e}} \right) = 11,0 \text{ cm};$$

$$J_x = \frac{210 \cdot 11,0^3}{3} + 10 \cdot 28,28 \cdot (56 - 11,0)^2 = 665200 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{J_n} = \frac{1650000 \cdot 11,0}{665200} = 27,3 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{M \cdot (h' - x)}{J_n} = 10 \cdot \frac{1650000 \cdot (56 - 11)}{665200} = 1115 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschnitt „3“ in Mitte des ersten Feldes:

$$M_{\max}^3 = +15,685;$$

$$h = 56 \text{ cm}; \quad h - a = 52 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm}; \quad B = e = 210 \text{ cm}; \\ d = 15 \text{ cm}; \quad F_e = 28,28 \text{ cm}^2; \quad x = 10,6 \text{ cm};$$

$$J_x = \frac{210 \cdot 10,6^3}{3} + 10 \cdot 28,28 \cdot (52 - 10,6)^2 = 568500 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{1568500 \cdot 10,6}{568500} = 29,3 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{1568500 \cdot (52 - 10,6)}{568500} = 1144 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschnitt A' über der ersten Stütze:

$$M_{A \max}^r = -33,160 \text{ mt};$$

$$h = 120 \text{ cm}; \quad h' = h - a = 115 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm};$$

$$F_e = 8 \varnothing 20 = 25,14 \text{ cm}^2$$

$$3 \varnothing 16 = \frac{6,03 \text{ „}}{31,17 \text{ cm}^2};$$

$$x = 35,2 \text{ cm};$$

$$J_x = \frac{40 \cdot 35,2^3}{3} + 10 \cdot 31,17 (115 - 35,2)^2 = 2562000 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{3316000 \cdot 35,2}{2562000} = 45,5 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{3316000 \cdot (115 - 35,2)}{2562000} = 1030 \text{ kg/cm}^2.$$

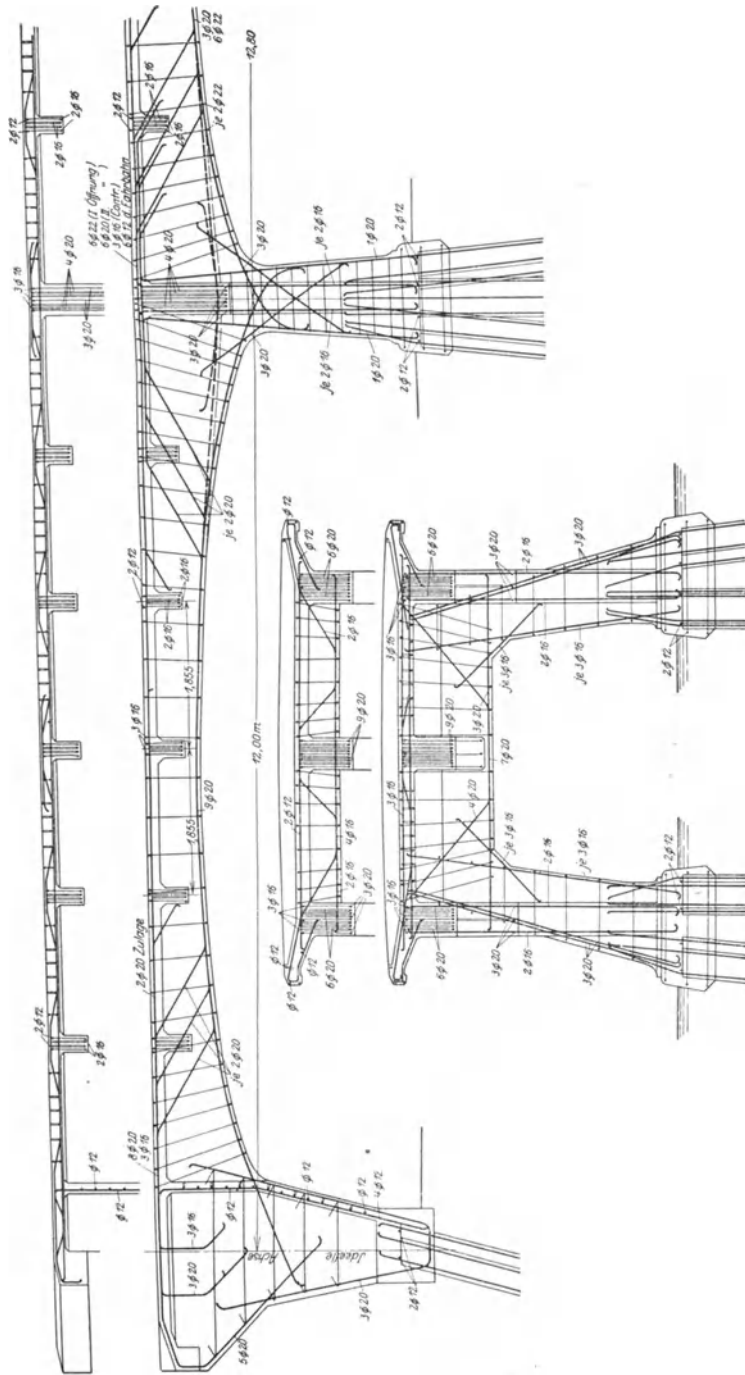


Fig. 51 a. Trägersausbildung. Oben: Fahrbahnplatte (Längseisen 7 Ø 12; Quereisen 6 Ø 12 und 7 Ø 12). Mitte: Schnitt durch einen äußeren Längsträger. Unten: Querschnitt durch das Joeh.

Beim Anschluß des Hauptlängsträgers an den Querträger des Joches (Fig. 51 a) (20 cm links der ideellen Achse der zweiten Stütze), ergibt sich das Moment

$$M_{\max} = 59,70 \text{ mt.}$$

Unter Berücksichtigung der beiderseitigen Bewehrung

$$F'_e = 6 \varnothing 20 = 18,84 \text{ cm}^2$$

ergibt sich nach Gleichung (14), Bd. I:

$$x = 41,0 \text{ cm};$$

$$J_x = \frac{40 \cdot 41,0^3}{3} + 10 \cdot 18,84 \cdot (41,0 - 5)^2 + 10 \cdot 54,47 \cdot (115 - 41)^2$$

$$= 4144000 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{5970000 \cdot 41,0}{4144000} = 59,0 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{5970000 \cdot (115 - 41)}{4144000} = 1068 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{5970000 \cdot (41,0 - 5)}{4144000} = 520 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschnitt „9“ im Mittel des zweiten Feldes: $M_{\max}^9 = +18,060 \text{ mt.}$

Querschnitt 40/68:

$$h = 68 \text{ cm}; \quad h - a = 68 - 5 = 63 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm};$$

$$B = e = 210 \text{ cm}; \quad d = 15 \text{ cm};$$

$$F_e = 6 \varnothing 22 = 22,81 \text{ cm}^2$$

$$3 \varnothing 20 = \underline{9,42 \text{ „}}$$

$$32,23 \text{ cm}^2;$$

$$x = 12,5 \text{ cm};$$

$$J_x = \frac{210 \cdot 12,5^3}{3} + 10 \cdot 32,23 \cdot (63 - 12,5)^2 = 958400 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{1806000 \cdot 12,5}{958400} = 23,60 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{1806000 \cdot (63 - 12,5)}{958400} = 953 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschnitt „C“ über der dritten Stütze:

$$M_{C \max}^l = -53,830 \text{ mt};$$

$$h = 120 \text{ cm}; \quad h - a = 115 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm};$$

$$F_e = 54,47 \text{ cm}^2$$

(Eiseneinlage wie bei Querschnitt B^l über der zweiten Stütze).

Mit den gleichen Abmessungen wie über B^l ergibt:

$$x = 42,5 \text{ cm}; \quad J_x = 3882000 \text{ cm}^4$$

und demnach

$$\sigma_{bd} = \frac{5383000 \cdot 42,5}{3882000} = 59,0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{5383000 \cdot (115 - 42,5)}{3882000} = 980 \text{ kg/cm}^2.$$

Über den Stützen darf aus bekannten Gründen eine höhere zulässige Beanspruchung im Beton angenommen werden.

e) Berechnung der Schubspannungen.

$$\tau_{\max} = \frac{Q}{b \cdot h_{zD}}; \quad h_{zD} = h - a - \frac{x}{3}.$$

Es wird demnach in Querschnitt „A^r“:

$$Q_{A \max}^r = +20,318 \text{ t};$$

$$h - a = 115 \text{ cm}; \quad x = 35,2 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm};$$

$$\tau_{A \max}^r = \frac{20318}{40 \cdot \left(115 - \frac{35,2}{3}\right)} = 4,92 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Schubspannung den zulässigen Wert von 4,5 kg/cm² überschreitet, sind Schrägeisen erforderlich.

In Querschnitt „3“, Mitte des ersten Feldes:

$$Q_{\max}^3 = -6,093 \text{ t } h - a = 52 \text{ cm}; \quad x = 10,6 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm};$$

$$Q_{\max}^3 = +1,239 \text{ t};$$

$$\tau_{\max}^3 = \frac{6093}{40 \cdot \left(52 - \frac{10,6}{3}\right)} = 3,14 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\tau_{\max}^3 = \frac{1239}{40 \cdot \left(52 - \frac{10,6}{3}\right)} = 0,64 \text{ kg/cm}^2;$$

in Querschnitt „B^l“ links von der zweiten Stütze:

$$Q_{B \max}^l = -25,072 \text{ t } h - a = 115 \text{ cm}; \quad x = 42,5 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm};$$

$$\tau_{B \max}^l = \frac{25072}{40 \cdot \left(115 - \frac{42,5}{3}\right)} = 6,22 \text{ kg/cm}^2;$$

in Querschnitt „B^r“ rechts der zweiten Stütze:

$$Q_{B \max}^r = +24,565 \text{ t};$$

Querschnitt wie vor.:

$$\tau_{B \max}^r = \frac{24565}{40 \cdot \left(115 - \frac{42,5}{3}\right)} = 6,12 \text{ kg/cm}^2;$$

in Querschnitt „9“, Mitte des zweiten Feldes:

$$Q_{\max}^9 = +4,486 \text{ t}; \quad h - a = 63 \text{ cm}; \quad x = 12,5 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm};$$

$$Q_{\max}^9 = -3,457 \text{ t};$$

$$\tau_{\max}^9 = \frac{4486}{40 \cdot \left(63 - \frac{12,5}{3}\right)} = 1,91 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\tau_{\max}^9 = \frac{3457}{40 \cdot \left(63 - \frac{12,5}{3}\right)} = 1,47 \text{ kg/cm}^2;$$

in Querschnitt „C'“, linkes der dritten Stütze:

$$Q_C'_{\max} = -23,648 \text{ t}; \quad h - a = 115 \text{ cm}; \quad x = 42,5 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm};$$

$$\tau_C'_{\max} = \frac{23\,648}{40 \cdot \left(115 - \frac{42,5}{3}\right)} = 5,86 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir ersehen aus vorstehender Spannungsberechnung, daß überall beim Anschluß der Balken an die Stützen Schrägeisen aufgebogen werden müssen.

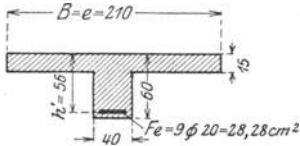


Fig. 51 b.

Um das Diagramm der Schubspannungen zeichnen zu können, ermitteln wir noch die Schubspannungen in den übrigen Querschnitten.

Nimmt man

$$h_{zD} = \frac{5}{6} (h - a) \quad (\text{für Rechteckquerschnitte}),$$

$$h_{zD} = \left(h - a - \frac{d}{3}\right) \quad (\text{für Plattenbalkenquerschnitte}),$$

so erhalten wir mit den aus Fig. 51 b entnommenen Querschnittsgrößen und den bereits ermittelten dazugehörigen Querkräften folgende Werte für τ :

Querschnitt „1“:

$$\tau_1 = \frac{13\,841}{40 (95 - 4) \cdot \frac{5}{6}} = 4,56 \text{ kg/m}^2;$$

Querschnitt „7“:

$$\tau_7 = \frac{17\,934}{40 (95 - 4) \cdot \frac{5}{6}} = 5,91 \text{ kg/m}^2;$$

Querschnitt „2“:

$$\tau_2 = \frac{7406}{40 \left(68 - 4 - \frac{15}{3}\right)} = 3,13 \quad ,,$$

Querschnitt „8“:

$$\tau_8 = \frac{11\,070}{40 \left(72 - 4 - \frac{15}{3}\right)} = 4,38 \quad ,,$$

Querschnitt „4“: $\tau_4 = \frac{12413}{40 \left(68 - 4 - \frac{15}{3} \right)} = 5,25$ „

Querschnitt „10“: $\tau_{10} = \frac{10118}{40 \left(72 - 4 - \frac{15}{3} \right)} = 4,01$ „

Querschnitt „5“: $\tau_5 = \frac{18807}{40 (95 - 4) \cdot \frac{5}{6}} = 6,20$ „

Querschnitt „11“: $\tau_{11} = \frac{16905}{40 (95 - 4) \cdot \frac{5}{6}} = 5,57$ „

In Fig. 51 c sind die Schubspannungen aufgetragen. Berechnen wir die Spannungen in den Schrägseisen unter der Voraussetzung, daß sie die Schubkraft der in der Figur schraffierten Flächen aufzunehmen haben, so erhalten wir Spannungen, die innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben.

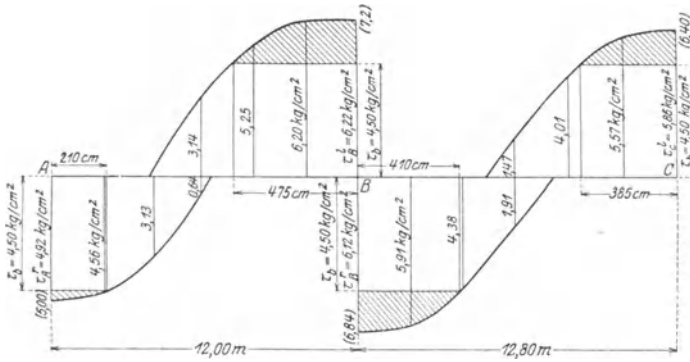


Fig. 51 c.

Rechts der Stütze A:

$$Z = (5,00 - 4,50) \cdot \frac{210}{2} \cdot 40 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = 4183 \text{ kg};$$

$$F_e = 6 \varnothing 20 = 18,84 \text{ cm}^2: \quad \sigma_e = \frac{4183}{18,84} = 79 \text{ kg/cm}^2.$$

Links der Stütze B:

$$Z = (7,20 - 4,50) \cdot \frac{475}{2} \cdot 40 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = 18100 \text{ kg};$$

$$F_e = 6 \varnothing 20 = 18,84 \text{ cm}^2: \quad \sigma_e = \frac{18100}{18,84} = 964 \text{ kg/cm}^2.$$

Rechts der Stütze B:

$$Z = (6,84 - 4,5) \cdot \frac{410}{2} \cdot 40 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = 13550 \text{ kg};$$

$$F_e = 6 \varnothing 22 = 22,81 \text{ cm}^2: \quad \sigma_e = \frac{13550}{22,81} = 595 \text{ kg/cm}^2.$$

Links der Stütze C:

$$Z = (6,40 - 4,50) \cdot \frac{385}{2} \cdot 40 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = 10\,300 \text{ kg};$$

$$F_e = 6 \varnothing 22 = 22,81 \text{ cm}^2: \quad \sigma_e = \frac{10\,300}{22,81} = 452 \text{ kg/cm}^2.$$

Fig. 51 d zeigt einen Längenschnitt durch Brückenmitte mit der Berechnung und Darstellung der Eiseneinlagen für den mittleren Längsträger. Außerdem sind die Materialnachweislinien für die Eiseneinlagen eingetragen, wie dies bereits an einer früheren Stelle gezeigt wurde.

f) Berechnung eines Randträgers.

Zur Bestimmung der Größtwerte für Momente und Querkräfte des Randträgers kommen die gleichen Einflußlinien in Betracht wie für den mittleren Längsträger.

Da das Eigengewicht nahezu das gleiche ist wie für den mittleren Längsträger, so ergeben sich für die ständige Last dieselben Momente wie für den Mittelträger.

Die Größtmomente infolge der Verkehrsbelastung erhalten dagegen andere Werte, da das Belastungsschema sich ändert. Der ungünstigste Belastungsfall ist hierbei dann gegeben, wenn ein Rad des 10-t-Lastwagens unmittelbar über dem Randträger steht. Wie Fig. 52 a zeigt, ermittelt sich dabei die durch eine Achse hervorgerufene Einzellast unter der Annahme, daß 25 v. H. der Last durch den Querträger auf den mittleren Längsträger übertragen wird, zu

$$R = \left(5,0 + \frac{5,0 (2,10 - 1,40)}{2,10} \right) \cdot 0,75 = 5,0 \text{ t}.$$

Die durch Menschengedränge vor und hinter dem Wagen hervorgerufene gleichmäßig verteilte Belastung ermittelt sich bei 350 kg/m² und einer Belastungsbreite von 1,62 m zu

$$p = 0,350 \cdot 1,62 = 0,568 \text{ t/lfd. m}.$$

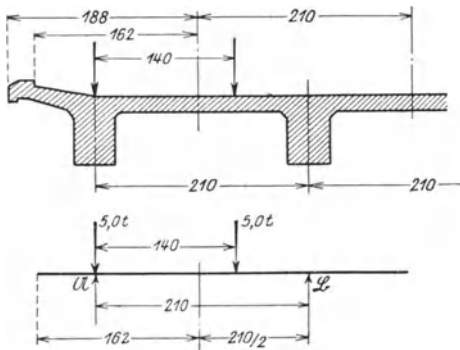


Fig. 52 a.

Fig. 52 b zeigt das Belastungsschema des Randträgers. Wie wir sehen, ergeben sich dieselben Einzellasten wie früher und nur die gleichmäßig verteilte Belastung erfährt eine Änderung. Mit den entsprechenden Einflußordinaten und -Flächen erhalten wir nachstehende Werte für die Momente.

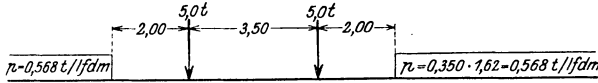


Fig. 52 b.

Querschnitt „3“:

$$\text{pos. } M_v \max = + (7,20 + 0,529) = + 7,729 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_v \max = - (1,25 + 0,110) = - 1,360 \text{ mt;}$$

Querschnitt „9“:

$$\text{pos. } M_v \max = + (8,40 + 0,741) = + 9,141 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_v \max = - (1,15 + 0,625) = - 1,775 \text{ mt;}$$

Querschnitt „2“:

$$\text{pos. } M_v \max = + (5,95 + 0,580) = + 6,530 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_v \max = - (0,30 + 0,128) = - 0,428 \text{ mt;}$$

Querschnitt „4“:

$$\text{pos. } M_v \max = + (4,90 + 0,500) = + 5,400 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_v \max = - (3,00 + 0,546) = - 3,546 \text{ mt;}$$

Querschnitt „8“:

$$\text{pos. } M_v \max = + (6,05 + 0,728) = + 6,778 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_v \max = - (3,30 + 0,538) = - 3,838 \text{ mt;}$$

Querschnitt „10“:

$$\text{pos. } M_v \max = + (6,35 + 1,14) = + 7,490 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_v \max = - (3,50 + 0,364) = - 3,864 \text{ mt;}$$

Querschnitt „1“:

$$\text{pos. } M_v \max = + (3,50 + 1,27) = + 4,770 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_v \max = - (4,50 + 0,60) = - 5,100 \text{ mt;}$$

Querschnitt „5“:

$$\text{pos. } M_v \max = + (1,20 + 0,704) = + 1,904 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_v \max = - (7,50 + 2,655) = - 10,155 \text{ mt;}$$

Querschnitt „7“:

$$\text{pos. } M_v \max = + (3,50 + 0,681) = + 4,181 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_v \max = - (6,0 + 3,05) = - 9,050 \text{ mt;}$$

Querschnitt „11“:

$$\text{pos. } M_v \max = + (3,00 + 1,80) = + 4,800 \text{ mt,}$$

$$\text{neg. } M_v \max = - (5,80 + 2,76) = - 8,56 \text{ mt;}$$

Querschnitt B^l :

$$\begin{aligned} \text{pos. } M_{v \max} &= +(1,55 + 0,459) = + 2,009 \text{ mt,} \\ \text{neg. } M_{v \max} &= -(18,75 + 4,63) = -23,380 \text{ mt;} \end{aligned}$$

Querschnitt B^r :

$$\begin{aligned} \text{pos. } M_{v \max} &= +(5,6 + 0,350) = + 5,950 \text{ mt,} \\ \text{neg. } M_{v \max} &= -(18,00 + 5,61) = -23,610 \text{ mt;} \end{aligned}$$

Querschnitt C^l :

$$\begin{aligned} \text{pos. } M_{v \max} &= +(5,10 + 1,61) = + 6,710 \text{ mt,} \\ \text{neg. } M_{v \max} &= -(17,10 + 5,04) = -22,140 \text{ mt;} \end{aligned}$$

Querschnitt A^r :

$$\begin{aligned} \text{pos. } M_{v \max} &= +(4,65 + 0,336) = + 4,986 \text{ mt,} \\ \text{neg. } M_{v \max} &= -(12,05 + 1,875) = -13,925 \text{ mt;} \end{aligned}$$

Querschnitt B^k :

$$\begin{aligned} \text{pos. } M_{v \max} &= +(10,85 + 2,21) = +13,060 \text{ mt,} \\ \text{neg. } M_{v \max} &= -(12,00 + 2,67) = -14,670 \text{ mt;} \end{aligned}$$

Querschnitt C^k :

$$\begin{aligned} \text{pos. } M_{v \max} &= +(9,5 + 2,04) = +11,540 \text{ mt,} \\ \text{neg. } M_{v \max} &= -(9,5 + 2,04) = -11,540 \text{ mt.} \end{aligned}$$

In Fig. 52c sind die Größtmomente infolge ständiger Last und infolge Verkehrslast als vollausgezogene Linien eingetragen. Sie unterscheiden sich nur unwesentlich von denjenigen des mittleren Längsträgers.

g) Berücksichtigung des Wärmeeinflusses.

Bei gleichmäßiger Erwärmung des ganzen symmetrischen Tragwerkes erfährt das System Zusatzmomente, die sich auf folgende Art leicht ermitteln lassen. Durch eine Wärmeänderung werden sich infolge einer Verlängerung oder Verkürzung der Balken die Stützenköpfe verschieben. Wegen der symmetrischen Ausbildung der Brücke wird aber der Kopf des Mittelpfeilers keine Verschiebung erleiden. Es verschieben sich demnach nur die Pfeilerköpfe A , B , D und E .

Da nun die Momente infolge Verschiebung der verschiedenen Pfeilerköpfe um $\Delta = +0,01$ m (nach rechts) bereits ermittelt sind, so würden sich die Wärmezusatzmomente diesen proportional ergeben.

In Fig. 52d sind die Pfeilerkopfverschiebungen bei Erwärmung des Systems um $+15^\circ$ C dargestellt.

Die Verlängerungen der Balken ergeben sich mit einer Ausdehnungszahl $\beta = 0,00001$ und einer Wärmezunahme um $t = +15^\circ$ wie folgt: Für die Endöffnungen von 12,00 m Spannweite:

$$\lambda_I = \beta \cdot l_I \cdot t = 0,00001 \cdot 1200 \cdot 15 = 0,18 \text{ cm} = 0,0018 \text{ m.}$$

Für die Mittelöffnungen von 12,80 m Spannweite:

$$\lambda_{II} = \beta \cdot l_{II} \cdot t = 0,00001 \cdot 1280 \cdot 15 = 0,192 \text{ cm} = 0,00192 \text{ m}.$$

Mit den früher ermittelten Momenten für die Verschiebungen der einzelnen Pfeilerköpfe ergeben sich für das ganze horizontale Tragwerk,

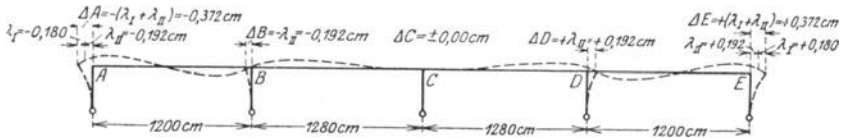


Fig. 52 d.

bestehend aus dem Mittellängsträger und den beiden Randlängsträgern, nachstehende Werte der Kopfmomente infolge Erwärmung bzw. Abkühlung um $\pm 15^\circ \text{ C}$:

	M_A^r	M_B^l	M_B^r	M_C^l	M_C^r	M_D^l	M_D^r	M_E^l
$\Delta A = \mp 0,00372 \text{ m}$	$\mp 86,80$	$\pm 64,20$	$\pm 25,70$	$\mp 18,25$	$\mp 7,60$	$\pm 5,38$	$\pm 2,03$	$\mp 1,40$
$\Delta B = \mp 0,00192 \text{ m}$	$\mp 19,95$	$\pm 29,00$	$\mp 34,90$	$\pm 24,85$	$\pm 10,30$	$\mp 7,30$	$\mp 2,77$	$\pm 1,90$
$\Delta C = \mp 0,00 \text{ m}$	$\pm 0,00$	$\pm 0,00$	$\pm 0,00$	$\pm 0,00$	$\pm 0,00$	$\pm 0,00$	$\pm 0,00$	$\pm 0,00$
$\Delta D = \pm 0,00192 \text{ m}$	$\pm 1,90$	$\mp 2,77$	$\mp 7,30$	$\pm 10,30$	$\pm 24,85$	$\pm 34,90$	$\pm 29,00$	$\mp 19,95$
$\Delta E = \pm 0,00372 \text{ m}$	$\mp 1,40$	$\pm 2,03$	$\pm 5,38$	$\mp 7,60$	$\mp 18,25$	$\pm 25,70$	$\pm 64,20$	$\mp 86,60$
Endgültige Momente infolge Temperaten	$\mp 106,05$	$\pm 92,46$	$\pm 11,12$	$\pm 9,30$	$\pm 9,30$	$\mp 11,12$	$\pm 92,46$	$\mp 106,05$

Da wir nun annehmen, daß sich die Momente infolge Wärmeänderung gleichmäßig auf die drei Tragbalken verteilen, so entfällt auf je einen Träger ein Drittel der in der Zusammenstellung gefundenen Werte.

In Fig. 52c ist die Momentenlinie für Erwärmung des Systems um $+15^\circ \text{ C}$ als doppelstrichpunktiierte Linie (— · —) eingetragen und durch Addition der Ordinaten mit denjenigen der Größtmomente infolge ständiger Last und infolge Verkehrsbelastung die Gesamtmomente infolge vollständiger Belastung für einen Randlängsträger als einfach strichpunktiierte Linie (— · —) gefunden.

Wir ersehen aus Vorstehendem, daß die Zusatzmomente sehr groß werden, vielfach größer als die infolge ungünstigster Belastung hervorgerufenen Momente. Besonders groß werden sie in den Endfeldern links der Stütze B und rechts der Stütze D.

Sonach wäre eine wesentliche Verstärkung der Konstruktion erforderlich, wenn nicht die eigenartige Ausbildung der Pfeilerjoche diese entbehrlich machen würde, die im nachfolgenden besprochen werden soll.

h) Berechnung der Joche.

Als Belastung eines Joches kommen die Auflagerdrücke der drei Längsträger als Einzellasten in Frage. Sie ergeben sich aus den Größtwerten der Querkräfte wie folgt:

Auflagerdruck in A:

$$C_A = Q_A^r = +20,318 \text{ t,}$$

Auflagerdruck in B:

$$C_B = Q_B^r - Q_B^l = [+24,565] - [-25,072] = +49,637 \text{ t,}$$

Auflagerdruck in C:

$$C_C = Q_C^r - Q_C^l = [+23,648] - [-23,648] = +47,296 \text{ t.}$$

Die Zusätze bei Berücksichtigung der Wärmeänderung ergeben sich aus den Zusatzmomenten nachstehend:

$$C_A = Q_A^r = \frac{M_B^l - M_A^r}{l_1} = \frac{[\pm 30,82] - [\mp 35,35]}{12,00} = \pm 5,514 \text{ t,}$$

$$C_B = Q_B^r - Q_B^l = \frac{M_C^l - M_B^r}{l_2} + \frac{M_A^r - M_B^l}{l_1} = \frac{[\pm 3,10] - [\mp 3,707]}{12,80} + \frac{[\mp 35,35] - [\pm 30,82]}{12,00} = \mp 4,983 \text{ t,}$$

$$C_C = Q_C^r - Q_C^l = \frac{M_D^l - M_C^r}{l_3} + \frac{M_B^r - M_C^l}{l_2} = \frac{[\mp 3,707] - [\pm 3,10]}{12,80} + \frac{[\mp 3,707] - [\pm 3,10]}{12,80} = \mp 1,062 \text{ t.}$$

Als ungünstigste Werte erhalten wir demnach:

$$C_A = 20,318 + 5,514 = +25,832 \text{ t,}$$

$$C_B = 49,637 + 4,983 = +54,620 \text{ t,}$$

$$C_C = 47,296 + 1,062 = +48,358 \text{ t.}$$

Als gleichmäßig verteilte Belastung wirkt die Eigenlast des Hauptquerträgers

$$g = 0,40 \cdot 1,20 \cdot 2,4 = 1,15 \text{ t/lfd. m.}$$

Berechnen wir das Moment in der Riegelmitte des Jochrahmens unter der günstigeren Annahme des Rahmens mit Fußsainspannung, nehmen als statische Achse der Stütze die Schwerachse an, so erhalten wir bei der Spannweite

$$l = 4,20 - 2 \cdot (0,40 - 0,334) = 3,932 \text{ m}$$

und mit den früher ermittelten Werten für die Trägheitsmomente

$$k = \frac{0,1094}{0,0234} \cdot \frac{3,30}{3,932} = 3,93.$$

Bei der Belastung des Querriegels mit der Einzellast $C_B = 54,62$ t in der Mitte ($a = b = l/2 = \frac{3,932}{2} = 1,966$ m) wird:

$$H = \frac{3 P \cdot l}{8 h (k + 2)} = \frac{3 \cdot 54,62 \cdot 3,932}{8 \cdot 3,30 (3,93 + 2)} = + 4,11 \text{ t,}$$

$$M_A = + \frac{a b \cdot P}{2 l} \cdot \frac{5 k - 1 + 2 \delta (k + 2)}{(k + 2) (6 k + 1)},$$

mit $\delta = \frac{a}{l} = \frac{l/2}{l} = \frac{1}{2}$ und $a = b = l/2$ wird:

$$\begin{aligned} \text{(Fuß!)} M_A &= \frac{P \cdot l}{8} \cdot \frac{6 k + 1}{(k + 2) \cdot (6 k + 1)} = \frac{P \cdot l}{8 (k + 2)} = \frac{54,62 \cdot 3,932}{8 \cdot (3,93 + 2)} \\ &= + 4,54 \text{ mt,} \end{aligned}$$

$$\text{(Ecke!)} M_B = M_A - H \cdot h = 4,54 - 4,11 \cdot 3,30 = - 9,01 \text{ mt,}$$

$$M_m = \mathfrak{M} + M_B = \frac{P \cdot l}{4} - 9,01 = \frac{54,62 \cdot 3,93}{4} - 9,01 = + 44,60 \text{ mt.}$$

Bei Belastung des Querriegels durch die gleichmäßig verteilte Last $\gamma = 1,15$ t/lf. m wird:

$$H = \frac{g l^2}{4 h (k + 2)} = \frac{1,15 \cdot 3,932^2}{4 \cdot 3,30 (3,93 + 2)} = + 0,227 \text{ t,}$$

$$M_A = + \frac{g l^2}{12 (k + 2)} = + \frac{1,15 \cdot 3,932^2}{12 \cdot (3,93 + 2)} = + 0,250 \text{ mt,}$$

$$M_B = - \frac{g l^2}{6 (k + 2)} = - 2 M_A = - 0,500 \text{ mt,}$$

$$M_m = \frac{g l^2}{24} \cdot \frac{2 + 3 k}{k + 2} = \frac{1,15 \cdot 3,932}{24} \cdot \frac{2 + 3 \cdot 3,93}{3,93 + 2} = + 1,72 \text{ mt.}$$

Bei Belastung durch die horizontale Windkraft $W = 6,0$ t wird:

$$\begin{aligned} H &= \frac{W}{2} = + 3,0 \text{ t,} & V &= \frac{3 W \cdot h \cdot k}{l (6 k + 1)} = \frac{3 \cdot 6,0 \cdot 3,30 \cdot 3,93}{3,932 (6 \cdot 3,93 + 1)} \\ &= + 2,52 \text{ t,} \end{aligned}$$

$$M_A = - \frac{W \cdot h}{2} \cdot \frac{3 k + 1}{6 k + 1} = - \frac{6,0 \cdot 3,30}{2} \cdot \frac{3 \cdot 3,93 + 1}{6 \cdot 3,93 + 1} = - 5,37 \text{ mt,}$$

$$M_B = + \frac{W \cdot h}{2} \cdot \frac{3 k}{6 k + 1} = + \frac{6,0 \cdot 3,30}{2} \cdot \frac{3 \cdot 3,93}{6 \cdot 3,93 + 1} = + 4,95 \text{ mt,}$$

$$M_m = \pm 0,00 \text{ mt.}$$

Der Auflagerdruck der Randträger als Einzellast an einem Kragarm:

$$C_B = 54,62 \text{ t}; \quad c = 0,134 \text{ m}; \quad M_K = 54,62 \cdot 0,134 = 7,32 \text{ mt.}$$

Für die Last an der rechten Rahmenecke wird mit den früher bei der statischen Untersuchung des Rahmens gefundenen Werten für die statisch unbestimmten Größen im elastischen Schwerpunkt und den dort angewandten Bezeichnungen die Horizontalkraft:

$$X_a = \frac{3 M_K}{2} \cdot \frac{[2a h (k + 1) - a^2 (2k + 1)]}{h^3 (k + 2)}.$$

Für unseren Fall wird nun aber $a = h$ und demnach:

$$X_a = \frac{3 M_K}{2 h (k + 2)};$$

doch ist das Kragmoment an der rechten Säule linksdrehend positiv; es ist demnach hier M_K negativ einzuführen: $M_K = -7,32 \text{ mt}$, und es wird:

$$X_a = - \frac{3 \cdot 7,32}{2 \cdot 3,30 \cdot (3,93 + 2)} = -0,562 \text{ t};$$

die Vertikalkraft:

$$X_b = \frac{6 M_K a k}{h l (6k + 1)} = \frac{6 M_K k}{l (6k + 1)},$$

$$X_b = - \frac{6 \cdot 7,32 \cdot 3,93}{3,932 (6 \cdot 3,93 + 1)} = -1,788 \text{ t.}$$

Das Spannungsmoment im elastischen Schwerpunkt ist:

$$X_c = - \frac{M_K a k}{h (2k + 1)} = - \frac{M_K k}{(2k + 1)} = + \frac{7,32 \cdot 3,93}{(2 \cdot 3,93 + 1)} = +3,245 \text{ mt.}$$

Mit diesen Werten ergeben sich die Momente an den charakteristischen Querschnitten mit der Bezeichnung des Momentes als positiv, wenn es an der Innenseite Zug erzeugt und umgekehrt:

$$M_A = X_a \cdot c - X_b \cdot l/2 - X_c,$$

wobei c der Abstand des elastischen Schwerpunktes von der Verbindungslinie der Fußpunkte ist:

$$c = \frac{h (k + 1)}{(2k + 1)} = \frac{3,30 \cdot (3,93 + 1)}{(2 \cdot 3,93 + 1)} = 1,835 \text{ m.}$$

Es ist also:

$$M_A = (-0,562) \cdot 1,835 - (-1,788) \cdot \frac{3,932}{2} - (+3,245) = -0,765 \text{ mt};$$

$$\begin{aligned} M_B &= -X_a \cdot (h - c) - X_b \cdot l/2 - X_c \\ &= -(-0,562) \cdot (3,30 - 1,835) - (-1,788) \cdot \frac{3,932}{2} - (+3,245) \\ &= +1,089 \text{ mt}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_C^l &= -X_a(h - c) + X_b \cdot l/2 - X_c \\
 &= -(-0,562) \cdot (3,30 - 1,835) + (-1,788) \cdot \frac{3,932}{2} - (+3,245) \\
 &= -5,931 \text{ mt}; \\
 M_C^k &= -M_K + M_D^l = -[-7,32] + [-5,931] = +1,389 \text{ mt}; \\
 M_D &= -M_K + X_a \cdot c + X_b \cdot l/2 - X_c \\
 &= -[-7,32] + [-0,562] \cdot 1,835 + [-1,788] \cdot \frac{3,932}{2} - [+3,245] \\
 &= -0,465 \text{ mt}; \\
 M_m &= -\left[\frac{M_B + M_C}{2} - M_B \right] = -\left[\frac{1,089 + 5,931}{2} - 1,089 \right] = -2,421 \text{ mt}.
 \end{aligned}$$

Das Größtmoment in Riegelmitte ergibt sich nun unter Vernachlässigung des Einflusses der Wärmeänderung:

$$M_{m \max} = [+44,60] + [+1,72] + [\pm 0,00] + 2 \cdot [-2,421] = +41,478 \text{ mt}.$$

(Siehe Fig. 52e.)

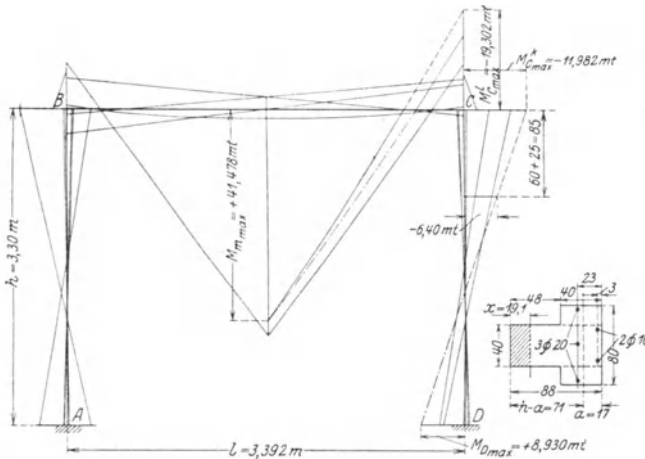


Fig. 52e.

Mit dem wie früher bewehrten Querschnitt von F_e ($7 \varnothing 20$) = 22,0 cm² ergeben sich die Spannungen wie folgt:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{bd} &= \frac{4\,147\,800 \cdot 13,7}{2\,455\,000} = 23,2 \text{ kg/cm}^2; \\
 \sigma_e &= 10 \cdot \frac{4\,147\,800 \cdot (115 - 13,7)}{2\,455\,000} = 1710 \text{ kg/cm}^2.
 \end{aligned}$$

Der Eisenquerschnitt ist demnach zu klein. Legen wir noch $3 \varnothing 22 = 11,40 \text{ cm}^2$ zu, so erhalten wir mit $F_e = 33,40 \text{ cm}^2$ ($7 \varnothing 20 + 3 \varnothing 22$):

$$x = 16,8 \text{ cm};$$

$$J_x = \frac{240 \cdot 16,8^3}{3} - \frac{200 \cdot 1,8^3}{3} + 10 \cdot 33,4 (115 - 16,8)^2 = 3\,600\,000 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{4\,147\,800 \cdot 16,8}{3\,600\,000} = 19,4 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{4\,147\,800 \cdot (115 - 16,8)}{3\,600\,000} = 1130 \text{ kg/cm}^2.$$

In dem ausgeführten Entwurf wurde das Moment in der Mitte des Hauptquerträgers unter der Annahme der festen Einspannung des Trägers in die Säulen berechnet. Man erhält dann:

$$M_P = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{54,62 \cdot 3,932}{8} \dots = 26,85 \text{ mt};$$

$$M_g = \frac{gl^2}{12} = \frac{1,15 \cdot 3,932}{12} \dots = 1,48 \text{ mt};$$

$$M_{m \max} = M_P + M_g = 26,85 + 1,48 = 28,33 \text{ mt};$$

und mit $F_e = 7 \varnothing 20 = 22,0 \text{ cm}^2$:

$$\sigma_{bd} = \frac{2\,833\,000 \cdot 13,7}{2\,455\,000} = 15,8 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{2\,833\,000 \cdot (115 - 13,7)}{2\,455\,000} = 1170 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei dieser Annahme genügen also die im ausgeführten Bauwerk eingelegten Eisen.

Der Querschnitt beim Anschluß der Voute an die Stütze mit

$$h = 88,0 \text{ cm}; \quad h - a = 71,0 \text{ cm}; \quad b = B = 40 \text{ cm};$$

$$F_e (2 \varnothing 16 + 3 \varnothing 20) = 13,44 \text{ cm}^2$$

hat ein $M_{\max} = -6,40 \text{ mt}$ aufzunehmen.

Der Schwerpunktsabstand der Eisen ergibt sich wie folgt:

$$\begin{aligned} F_e (2 \varnothing 16) &= 4,02 \text{ cm}^2 \cdot 3,0 = 12,06 \\ (3 \varnothing 20) &= 9,42 \text{ cm}^2 \cdot 23,0 = 216,00 \\ \hline &13,44 \text{ cm}^2 \quad S = 228,06 \text{ cm}^3; \end{aligned}$$

$$a = \frac{S}{F_e} = \frac{228,06}{13,44} = 17,0 \text{ cm};$$

$$h - a = 88 - 17 = 71 \text{ cm (siehe Fig. 52e)};$$

$$x = \frac{10 \cdot 13,44}{40} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 40 \cdot 71}{10 \cdot 13,44}} \right) = 19,1 \text{ cm};$$

$$J = \frac{40 \cdot 19,1^3}{3} + 10 \cdot 13,44 (71 - 19,1)^2 = 455\,000 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{640\,000 \cdot 19,1}{455\,000} = 26,9 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{640\,000 \cdot (71 - 19,1)}{455\,000} = 730 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Jochstützen als Pfeiler der Rahmen der Hauptöffnungen.

Die Stützen des Jochrahmens werden als Pfeiler der Rahmen der Hauptöffnungen auf Biegung beansprucht in einer Ebene senkrecht zu jener, die für die Stützen des Querrahmens in Frage kam.

Die Momente für die Pfeiler der Hauptöffnungen erhalten wir aus den Pfeilerkopfmomenten, indem wir den Endpunkt der Ordinate am Pfeilerkopf mit dem Gelenkpunkt des Pfeilers verbinden.

Mit Hilfe der Einflußlinien erhielten wir die Anteile der Pfeilerkopfmomente für den mittleren Längsträger und der beiden äußeren Randträger. Die Summe dieser Teilmomente überträgt sich nun auf die beiden Stützen des betreffenden Joches. Auf diese Weise erhalten wir die Momente an den Köpfen der Stützen der Joche in nachstehender Zusammenstellung:

Größtwerte der Momente infolge ungünstigster Gesamtbelastung.

Querschnitt	Mittlerer Längsträger		Randträger		Gesamte Tragkonstr.		Ein Jochpfeiler	
	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.
A^k	+33,160	+13,595	+32,605	+13,694	+98,370	+40,983	+49,185	+20,492
B^k	-19,140	+10,035	-18,350	+9,380	-55,840	+28,795	-27,920	+14,398
C^k	-12,150	+12,150	-11,540	+11,540	-35,230	+35,230	-17,615	+17,615
D^k	+19,140	-10,035	+18,350	-9,380	+55,840	-28,795	+27,920	-14,398
E^k	-33,160	-13,595	-32,605	-13,694	-98,370	-40,983	-49,185	-20,492

Wir sehen, daß von den Mittelpfeilern die in B und D die größten Momente aufweisen.

Für den Pfeiler in B ergibt sich die ungünstigste Maximalbeanspruchung bei Berücksichtigung des Wärmeeinflusses und seitlicher Windbelastung am Pfeilerkopf wie folgt:

	Momente	Normalkräfte
Aus ständiger Last und Verkehrsbelastung	- 27,920	$\frac{3}{2} \cdot 49,637 = + 74,455$
Wärmeeinfluß		
$M_B^k = [M_B^i] - [M_B^l]$		
$= \{[-11,12] - [+92,46]\} \cdot \frac{1}{2} = - 51,790$		$\frac{3}{2} \cdot 4,983 = + 7,475$
Seitliche Windbelastung	= 0,000	= + 2,520
	$M_{\max} = - 79,710$	$N_{\max} = + 84,450 \text{ t}$

Für den gefährlichen Querschnitt in 2,00 m Höhe vom Fuß (siehe Fig. 52 e) ergeben sich demnach die Querschnittskräfte:

$$M_{\max} = M_B^k \cdot \frac{h'}{h} = - 79,710 \cdot \frac{2,00}{3,40} = - 46,90 \text{ mt,}$$

$$N_{\max} = \begin{matrix} \text{Normalkraft in Höhe des Pfeilerkopfes:} & + 84,450 \text{ t} \\ \text{Eigengew. des Jochquerträgers: } 1,15 \cdot 4,20 \text{ (s. S. 51a)} & = + 4,840 \text{ t} \\ & + 89,280 \text{ t} \\ & = \sim 90,00 \text{ t} \end{matrix}$$

Die zeichnerische Ermittlung der Spannungen in Fig. 52 f zeigt, daß bei Berücksichtigung der Querschnittskräfte infolge Wärmeeinflusses die Beton- und Eisenspannungen bei weitem überschritten werden.

Wir bilden daher den Querschnitt so aus, daß die Eisenspannung in der zulässigen Grenze bleibt, bestimmen für diesen Fall die Druckbeanspruchung des Betons und berechnen die erforderliche Bewehrung des Druckquerschnittes.

Die erforderliche Eisenbewehrung in der Zugzone ermitteln wir nach einer Abhandlung von Stock aus der Gleichung:

$$F_e = \gamma \frac{M_0}{h - a} - \frac{P}{\sigma_e}$$

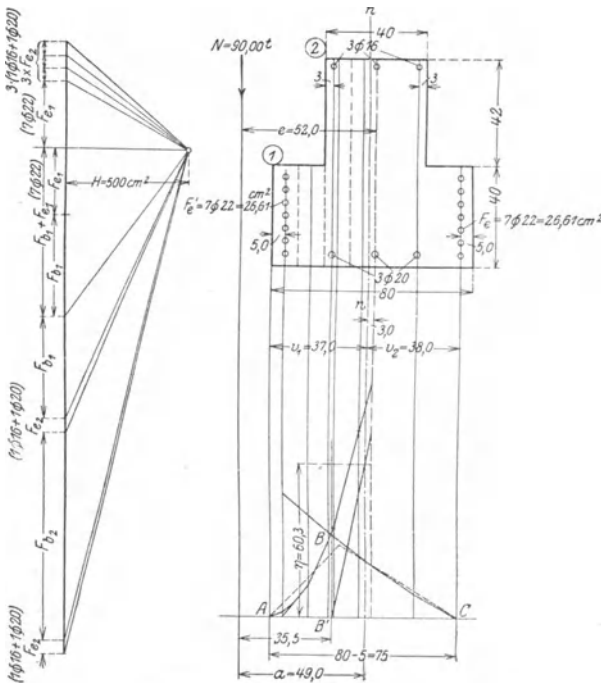


Fig. 52 f.

(siehe Taschenbuch für Bauingenieure). Dabei ist $M_0 = M + P \cdot (u - a)$ oder, da u der unbekanntenen Eisenbewehrung wegen nicht ermitte werden kann, angenähert

$$M_0 = M + P \left(\frac{h}{2} - a \right),$$

und γ ein Beiwert, der abhängig ist von den Spannungen, für die gewöhnlich auftretenden Spannungen bis $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ mit $\gamma = 0,00114$ angenommen werden kann.

In unserem Falle wird mit $M = 46,90 \text{ mt}$ und $P = N = 90,00 \text{ t}$:

$$M_0 = 4690000 + 90000 \left(\frac{80}{2} - 5 \right) = 7840000 \text{ cmkg}$$

und es ergibt sich:

$$F_e = 0,00114 \cdot \frac{7840000}{75} - \frac{90000}{1000} = 119 - 90 = 29 \text{ cm}^2.$$

Wir wählen $F_e (7 \varnothing 22) = 26,61 \text{ cm}^2$ symmetrisch auf Zug- und Druckseite.

Die Spannungsermittlung, mit dieser Bewehrung, zeichnerisch durchgeführt (Fig. 52f), ergab:

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_{b d_1} = 117 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_{b d_2} = 54 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir ersehen daraus, daß die zulässige Betondruckspannung an der äußeren linken Kante überschritten, während dieselbe an der Kante (2) nicht erreicht wird (wenn $\sigma_{b d} = 60 \text{ kg/cm}^2$ bei Berücksichtigung aller möglichen ungünstigen Einflüsse als zulässig angenommen wird).

Es ist also nur der linke Querschnittsteil zu verstärken. Geschieht dies in Mitte einer Umschnürung, so ist:

$$F_i = \frac{M}{\left(h' - \frac{x}{2} \right) \cdot \sigma_m}.$$

Mit $M = 46,90 \text{ mt}$; $h' = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$; $x = v_1 = 37,0 \text{ cm}$; $\sigma_m = 40 \text{ kg/cm}^2$ ergibt sich:

$$F_i = \frac{4690000}{\left(75 - \frac{37}{2} \right) \cdot 40} = 2080 \text{ cm}^2 = F_k + n \cdot (\sum f_e + 2 f_e');$$

$$F_k = (40 - 4) \cdot (37 - 2) = 1260 \text{ cm}^2$$

$$n \cdot \sum f_e = 10 \cdot 26,61 = 266 \text{ cm}^2$$

$$F_k + n \cdot \sum f_e = 1526 \text{ cm}^2$$

und

$$2 n \cdot f_e' = 2080 - 1526 = 554 \text{ cm}^2; \quad f_e' = \frac{554}{2 \cdot 10} = 27,7 \text{ cm}^2.$$

Wählen wir eine Spirale von 5 cm Ganghöhe, so berechnet sich der Querschnitt der Spirale aus der Gleichung

$$f_e' = \frac{1,00}{0,05} \cdot 2(0,36 + 0,35) \cdot f_{es} = 27,7 \text{ cm}^2;$$

$$f_{es} = \frac{27,7 \cdot 0,05}{1,00 \cdot 2(0,36 + 0,35)} = 0,975 \text{ cm}^2;$$

gewählt

$$f_{es} = \varnothing 12 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Da nun der Querschnitt positive und negative Momente erhält, so umschmüren wir den ganzen Querschnittsteil mit einer Spirale von 12 cm Durchmesser und einer Ganghöhe von 5 cm.

Die Stützen des mittelsten Jochrahmens bei *C* erhalten nur geringe Zusatzmomente infolge Wärmeeinfluß, weshalb dort der in der Berechnung des ausgeführten Entwurfs ermittelte Querschnitt mit seiner Eisenbewehrung Spannungen ergibt, die innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben. Dies zeigt die nachstehende Untersuchung.

Vernachlässigen wir den Einfluß der Wärme, so ergeben sich die Querschnittsgrößen und daraus die Spannungen unter der Voraussetzung, daß keine Zugrisse auftreten, wie folgt:

$$M = -27,92 \cdot \frac{2,00}{3,40} = -16,40 \text{ mt};$$

$$N = +74,455 + 2,52 + 4,84 = +81,815 \text{ t};$$

Querschnitt (Fig. 51 a):

$$F_e = 7 \varnothing 16 + 3 \varnothing 20 = (14,07 + 9,42) \text{ cm}^2;$$

$$F_i = F_b + n \cdot F_e = 80 \cdot 40 + 40 \cdot 42 + 10 \cdot (14,07 + 9,42) = 5115 \text{ cm}^2;$$

$$x_0 = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} = y_0;$$

$$J_n = \frac{40 \cdot 80^3}{12} + \frac{42 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 4,02 \cdot (40 - 3)^2 + 2 \cdot 10 \cdot 5,15 \cdot (40 - 3)^2 =$$

$$= 2070400 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma = \frac{N}{F_i} \pm \frac{M \cdot x}{J_n};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{81815}{5115} + \frac{1640000 \cdot 40}{2070400} = 16,0 + 31,7 = +47,7 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{bz} = \frac{81815}{5115} - \frac{1640000 \cdot 40}{2070400} = 16,0 - 31,7 = -15,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Zug- und Druckspannungen im Beton bleiben sonach in zulässigen Grenzen.

Rechnen wir der Sicherheit halber trotzdem mit der Möglichkeit, daß das Eisen die gesamte Zugkraft des Zugquerschnittes aufzunehmen hat, so berechnet sich die Eisenspannung wie folgt:

$$y = \frac{h \cdot \sigma_z}{\sigma_d + \sigma_z} = \frac{80 \cdot 15,7}{47,7 + 15,7} = 19,8 \text{ cm};$$

$$Z = \frac{y \cdot \sigma_z \cdot b}{2} = \frac{19,8 \cdot 15,7}{2} \cdot 40 = 6220 \text{ kg}; \quad \sigma_{eZ} = \frac{Z}{F_e} = \frac{6220}{4,02} = 1550 \text{ kg/cm}^2.$$

Es können die Eisen demnach nicht die ganze Zugkraft des Zugquerschnittes aufnehmen. Wir erhalten den Anteil, der noch auf den Beton entfällt, wie Fig. 52 g zeigt, auf folgende Weise:

Die Eisen können aufnehmen:

$$Z_E = F_e \cdot \sigma_e = 4,02 \cdot 1200 = 4800 \text{ kg};$$

der Beton muß noch aufnehmen:

$$Z_B = 6220 - 4800 = 1420 \text{ kg}.$$

Aus dem Verhältnis

$$\sigma_{bz} = \frac{19,8}{15} = 1,26 \quad \text{odery} = 1,26 \sigma_{bz}$$

erhalten wir nun die Bedingung

$$Z_B = \frac{1,26 \sigma_z \cdot \sigma_z \cdot b}{2} = 1420 \sim 1500 \text{ kg}$$

und daraus

$$\sigma_{bz} = \sqrt{\frac{1500 \cdot 2}{40 \cdot 1,26}} = 7,7 \text{ kg/cm}^2; \quad \text{der entsprechende Ab-}$$

$$\text{stand} \quad y_{bz} = 1,26 \cdot 7,7 = 9,8 \text{ cm}.$$

Es muß also die schraffierte Spannungsfläche durch den Beton aufgenommen werden, was auch der Fall sein wird, da die größte Betonzugspannung nur einen Wert von $\sigma_{bz} = 7,7 \text{ kg/cm}^2$ erreicht.

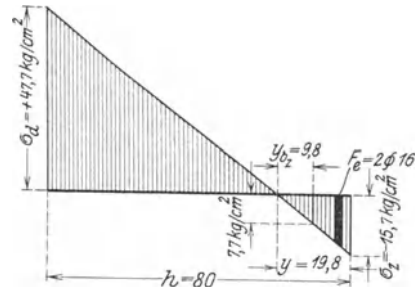


Fig. 52 g.

Querschnittsuntersuchung der Endpfeiler.

Da beim Landanschluß jeder Längsträger mit einer Stütze versehen ist, so ergeben sich die Querschnittskräfte am Kopfe des mittleren Längsträgers:

	Momente	Normalkräfte
Aus ständiger Last und Verkehrsbelastung	+32,160	+20,318
Wärmeeinfluß	+35,350	- 5,514
Seitliche Windbelastung	0,000	0,000
	$M_{\max} = +67,510$	$N = +14,804 \text{ t}$

Wir berechnen den Pfahl auf zentrischen Druck. Es wird damit bei einem Durchmesser des Kernes von $42 - 2 \cdot 5,0 = 32$ cm

$$F_K = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 804 \text{ cm}^2;$$

mit $\varphi = 1$ v. H. und $\varphi' = 2$ v. H. von F_K erhalten wir den ideellen Querschnitt:

$$F_i = F_K \cdot [1 + n(\varphi + 2\varphi')];$$

$$F_i = 804 \cdot [1 + 10 \cdot (0,01 + 2 \cdot 0,02)] = 1200 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{P}{F_i} = \frac{30700}{1200} = 25,6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$F_e = 0,01 \cdot F_K = 0,01 \cdot 804 = 8,04 \text{ cm}^2;$$

gewählt: $5 \text{ } \varnothing 15 = 8,80 \text{ cm}^2$.

Wird für die Umschnürung eine Spirale mit einer Ganghöhe von $s = 6,0$ cm gewählt, so ergibt sich der Querschnitt derselben aus:

$$F'_e = \frac{100}{s} \cdot l \cdot f'_e = 0,02 F_K = 0,02 \cdot 804 = 16,08 \text{ cm}^2;$$

$$f'_e = 16,08 \cdot \frac{s}{100l} = 16,08 \cdot \frac{6,0}{100 \cdot \pi \cdot 32} = 0,096 \text{ cm}^2;$$

gewählt: $\varnothing 5 = 0,20 \text{ cm}^2$.

Der gesamte Stützendruck der drei Landpfeiler in Höhe der Pfahlköpfe berechnet sich zu:

Normalkraft in 2,15 m Höhe vom Gelenk für	
einen Pfeiler	20,924 t
Eigengewicht der Stütze und der Abschlußwand	
(1,25 · 1,5 · 0,40 + 0,15 · 1,5 · 1,70) · 2,4 . . .	2,710 t
Gewicht des Holmträgers: 0,70 · 0,90 · 2,10 · 2,4	<u>3,180 t</u>
Stützendruck für einen Pfeiler =	26,814 t.

Gesamter Stützendruck:

$$3 \cdot 26,814 = 80,442 \text{ t.}$$

Ordnen wir nun vier Pfähle an den Endwiderlagern an, so erhält ein Pfahl eine Last von

$$P = \frac{80,442}{4} = 20,11 \text{ t.}$$

Der einheitlichen Durchführung wegen verwenden wir auch hier die gleichen Pfähle wie für die Strompfeiler.

Zusammenfassung.

Bei dieser Aufgabe handelt es sich um die Überführung einer Landstraße über einen Flußlauf mit wenig ansteigenden Ufern. Um die Straße tunlichst wenig heben zu müssen, wird eine Konstruktion gewählt, die bei geringen Kosten diese Bedingung erfüllen soll. Da die Gründung der Flußpfeiler nicht allzu schwierig ist, so wird das Tragsystem eines durchlaufenden Balkens mit Rahmenwirkung, d. h. mit elastisch verbundenen Pfeilern, einer Bogenkonstruktion mit angehängter Fahrbahn überlegen sein. Um nun eine noch günstigere statische Wirkung zu erhalten, bilden wir die Hauptträger als Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment aus. Wir erlangen dadurch nicht nur eine Verringerung des Eigengewichtes des Trägers, sondern auch eine Verkleinerung der Feldmomente durch Ableitung eines wesentlichen Teiles dieser Momente gegen die Stützenquerschnitte mit entsprechend größeren Trägheitsmomenten.

Um die Konstruktionshöhe der Haupttragbalken so klein als möglich zu halten, wurde ihre Anzahl so gewählt, daß die Lasten der Fahrbahn unmittelbar von der Fahrbahnplatte auf die Hauptträger übertragen werden. Auf diese Weise ergab sich die Anordnung von drei Haupttragbalken, ein mittlerer Längsträger unter Fahrbahnmitte und zwei Randlängsträger je am Rande der Fahrbahn, so daß die Fußwege nach beiden Seiten auskragen. Als Versteifung des Tragwerkes in der Seitenrichtung wurden Querträger angeordnet, die so gestaltet sind, daß sie rund 25 v. H. einer unmittelbar auf einem Hauptlängsträger stehenden Last auf den benachbarten Hauptträger überleiten und so entlastend wirken.

Da die Fahrrinne des Flusses nicht in der Mitte liegt, so ergab sich die Einteilung in vier Öffnungen symmetrisch zur Flußmitte mit drei Fluß- und zwei Landpfeilern. Die Ausbildung der Pfeiler als Joch mit Querträger und nur zwei Stützen war wegen einer Gewichts- und Materialersparnis notwendig und durch die erwünschte möglichst kleine Gründungsfläche (auf Pfählen) gegeben. Bei den Landpfeilern dagegen wurde jeder Hauptträger mit einem Stiele bis zur Höhe der Pfähle ausgebildet und dort durch einen gemeinsamen Querträger verbunden.

Die statische Untersuchung des Haupttragwerkes bietet folgende Gesichtspunkte:

Ermitteln wir für ständige Last und die gleichmäßig verteilte veränderliche Belastung mit Hilfe der Einflußlinien die Momente in Mitte der End- und Mittelfelder und über den Stützen *B* und *C* und daraus die α -Werte, so ergibt sich mit $g = 2,05$ t/lfd. m und

$$p = 0,557 \cdot 2,10 = 1,17 \text{ t/lfd. m:}$$

Für das Endfeld: infolge ständiger Last $g = 2,05$ t/lfd. m:

$$M_{3g} = (4,813 - 1,013) \cdot 2,05 = + 7,80 \text{ mt};$$

infolge veränderlicher Last $p = 1,17$ t/lfd. m:

$$\text{pos. } M_{3p} = + 4,813 \cdot 1,17 = + 5,640 \text{ mt};$$

$$\text{neg. } M_{3p} = - 1,013 \cdot 1,17 = - 1,185 \text{ mt.}$$

Für das Mittelfeld: infolge ständiger Last $g = 2,05$ t/lfd. m:

$$M_{gg} = (6,125 - 1,881) \cdot 2,05 = + 8,70 \text{ mt};$$

infolge veränderlicher Last $p = 1,17$ t/lfd. m:

$$\text{pos. } M_{gp} = + 6,125 \cdot 1,17 = + 7,160 \text{ mt};$$

$$\text{neg. } M_{gp} = - 1,881 \cdot 1,17 = - 2,200 \text{ mt.}$$

Stütze B links: infolge ständiger Last $g = 2,05$ t/lfd. m:

$$M_{Bg}^l = (1,914 - 21,356) \cdot 2,05 = - 39,88 \text{ mt};$$

infolge veränderlicher Last $p = 1,17$ t/lfd. m:

$$\text{pos. } M_{Bp}^l = + 1,914 \cdot 1,17 = + 2,240 \text{ mt};$$

$$\text{neg. } M_{Bp}^l = - 21,356 \cdot 1,17 = - 25,00 \text{ mt.}$$

Stütze C : infolge ständiger Last $g = 2,05$ t/lfd. m:

$$M_{Cg} = (6,100 - 20,830) \cdot 2,05 = - 30,20 \text{ mt};$$

infolge veränderlicher Last $p = 1,17$ t/lfd. m:

$$\text{pos. } M_{Cp} = + 6,100 \cdot 1,17 = + 7,140 \text{ mt};$$

$$\text{neg. } M_{Cp} = - 20,830 \cdot 1,17 = - 24,40 \text{ mt.}$$

Mit diesen Ergebnissen bestimmen sich aus der Gleichung: $M = \frac{q l^2}{\alpha}$ die α -Werte wie folgt:

$$\alpha = \frac{M}{q l^2} \text{ für Feldmomente und } \alpha = \frac{M}{q \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)^2} \text{ für Stützenmomente.}$$

In nachstehender Zusammenstellung finden sich die α -Werte übersichtlich eingetragen.

Querschnitt	für ständige Last	für veränderliche Last	
		pos.	neg.
Feld I ($l_1 = 12,00$ m)	+ 37,9	+ 34,0	- 161,5
Feld II ($l_2 = 12,80$ m)	+ 33,9	+ 26,8	- 87,0
Stütze B ($l = \frac{l_1 + l_2}{2} = 12,40$ m)	- 7,9	+ 80,4	- 7,20
Stütze C ($l = \frac{l_2 + l_3}{2} = 12,80$ m)	- 11,1	+ 26,9	- 7,86

Da beim vollständig eingespannten Träger mit gleichbleibendem Trägheitsmoment der α -Wert für das Feldmoment gleich 24, für das Einspannmoment gleich 12 ist, so ergibt sich aus dem Vergleich mit obenstehenden Werten für einen Träger auf elastisch drehbaren Stützen und veränderlichem Trägheitsmoment: Die Wirkung der veränderlichen Trägheitsmomente äußert sich in einer bedeutenden Verkleinerung der Feldmomente, womit die beabsichtigte Wirkung vollkommen erzielt wird. Die vergrößerten negativen Stützenmomente finden bei dieser Konstruktion dann auch gegen die Auflager zu eine größere statisch wirksame Trägerhöhe.

Die statische Untersuchung läßt sehr deutlich den Einfluß einer Wärmeänderung erkennen. Bei großen Feldweiten werden die Momente in den Rahmenecken mit zunehmender Länge der Gesamtkonstruktion bei der Annahme unverschieblicher Pfeilerfüße sehr groß werden, wodurch eine sehr steife Ausbildung der Rahmenecken erforderlich wird.

In unserem Falle ist bei der Gründung der Pfeilerfüße auf Pfählen eine geringe Nachgiebigkeit der Pfahlköpfe möglich; dem entspricht die langsame Wirkung einer Wärmeänderung. Deshalb läßt sich auch eine Vernachlässigung des Wärmeeinflusses rechtfertigen, wie dies in dem ausgeführten Entwurf auch geschehen ist. Bei vollkommener Unnachgiebigkeit der Pfeilerfüße wäre die Rahmenkonstruktion durchzuführen wie es Fig. 51d zeigt.

III. Bogenbrücken.

1. Dreigelenkbogen.

Ein Beispiel für eine statisch bestimmte Eisenbetonbrücke ist die Straßenbrücke auf der Amtsstraße Lauenhagen—Pollhagen¹⁾. (Fig. 53a und b.)

Der Bogen hat eine lichte Entfernung der Kämpfergelenkmitten von 46,30 m und eine Pfeilhöhe von 4,025 m (Abstand des Scheitलगelenkes von der Verbindungslinie der Kämpfergelenke). Mithin ist das Verhältnis der Pfeilhöhe zur Stützweite rund $\frac{1}{11,5}$, also ein recht flacher Bogen.

Die statische Berechnung erfolgt in bekannter Weise mit Hilfe der drei Gleichgewichtsbedingungen:

$$\Sigma H = 0, \quad \Sigma V = 0, \quad \Sigma M = 0,$$

¹⁾ Entwurf und Ausführung stammen von der Firma Windschild & Langelott in Dresden.

Iam.	Eisenbeton 2,4 t/m ³	Magerbeton 2,2 t/m ³	Auffüllung 2,0 t/m ³	Gesamtgewicht t	a Abstand vom Kpf. A	b Abstand vom Kpf. B
g_1	$0,97 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,4$ = 3,90	$1,90 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,2 = 7,02$	$1,28 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 4,34$	15,26	0,68	22,47
g_2	$0,97 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,4$ = 3,90	$1,32 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,2 = 4,88$	$1,17 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 3,93$	12,71	2,08	21,07
g_3	$0,98 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,4$ = 3,95	$0,87 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,2 = 3,22$	$1,05 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 3,53$	10,70	3,49	19,66
g_4	$1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,4$ = 4,03	$0,52 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,2 = 1,92$	$0,94 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 3,16$	9,11	4,89	18,26
g_5	$1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,4$ = 4,03	$0,27 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,2 = 1,00$	$0,83 \cdot 1,4 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 2,79$	7,82	6,30	16,85
g_6	$1,1 \cdot 1,85 \cdot 1,2 \cdot 2,4$ = 5,86	$\frac{0,16}{2} \cdot 1,85 \cdot 1,2 \cdot 2,2 = 0,39$	$0,71 \cdot 1,85 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 3,15$	9,40	7,92	15,23
g_7	$1,05 \cdot 2,20 \cdot 1,2 - 0,58 \cdot 0,62 \cdot \frac{2,20}{3} \cdot 2,4 = 6,026$	—	$0,47 \cdot 2,20 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 2,48$	8,506	9,90	13,25
g_8	$1,06 \cdot 2,075 \cdot 1,2 - \frac{0,62 \cdot 0,58 + 0,82 \cdot 0,68}{2} \cdot 2,075 \cdot 2,4 = 4,058$	—	$0,28 \cdot 2,075 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 1,40$	5,458	12,07	11,08
g_9	$1,03 \cdot 2,05 \cdot 1,2 - \frac{0,82 \cdot 0,68 + 0,80 \cdot 0,77}{2} \cdot 2,05 \cdot 2,4 = 3,175$	—	$0,21 \cdot 2,05 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 1,03$	4,205	14,12	9,03
g_{10}	$0,94 \cdot 2,90 \cdot 1,2 + 0,25 \cdot 0,75 \cdot 0,80 - \frac{0,80 \cdot 0,77 + 0,68 \cdot 0,80}{2} \cdot 2,9 \cdot 2,4 = 4,180$	—	$0,20 \cdot 2,90 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 1,39$	5,57	16,62	6,53
g_{11}	$0,83 \cdot 2,90 \cdot 1,2 + 0,25 \cdot 0,75 \cdot 0,8 - \frac{0,68 \cdot 0,80 + 0,57 \cdot 0,80}{2} \cdot 2,9 \cdot 2,4 = 3,820$	—	$0,20 \cdot 2,90 \cdot 1,2 \cdot 2,2 = 1,39$	5,21	19,57	3,58
g_{12}	$0,75 \cdot 1,375 \cdot 1,2 - \frac{0,57 \cdot 0,80 + 0,54 \cdot 0,80}{2} \cdot 1,375 \cdot 2,4 = 1,520$	—	$0,20 \cdot 1,375 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 0,66$	2,18	21,71	1,44
g_{13}	$0,744 \cdot 0,75 \cdot 1,2 \cdot 2,4$ = 1,610	—	$0,20 \cdot 0,75 \cdot 1,2 \cdot 2,0 = 0,36$	1,97	22,78	0,37

$$A = B = \sum_0^{13} g = 98,099 \sim 98,10 t$$

nachstehend zusammengestellt. Hierbei wurden folgende Raumgewichte angenommen: für Eisenbeton 2,4 t/cbm, für Magerbeton 2,2 t/cbm und für die Auffüllung und Straßenbefestigung 2,0 t/cbm.

Die Momente \mathfrak{M} für den frei aufliegenden Träger in den einzelnen Querschnitten, die nachstehend zusammengestellt sind, findet man aus

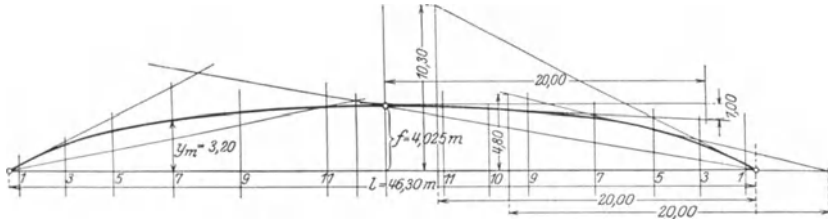


Fig. 53 c. Linienskizze des Dreigelenkbogens.

der Gleichung $\mathfrak{M}_{n+1} = \mathfrak{M}_n + Q_n e$ (unter Benutzung der Querkräfte). Der Horizontalschub ergibt sich aus der Bedingung

$$M_{\text{Scheitel}} = \mathfrak{M}_{\text{Scheitel}} - H \cdot f = 0, \quad H = \frac{\mathfrak{M}_{\text{Scheitel}}}{f}.$$

Die Momente $M = \mathfrak{M} - H \cdot y$ für die verschiedenen Querschnitte, die mit Hilfe von Fig. 53 c und d bestimmt werden, sind gleichfalls zusammengestellt wie folgt:

Querschnitt	\mathfrak{M} in mt		y	$H \cdot y^{mt}$	M, mt
1	$98,10 \cdot 0,68 =$	$+ 66,65$	0,36	66,1	$+ 0,55$
2	$66,65 + 82,84 \cdot 1,4 =$	$+ 182,65$	1,04	191,0	$- 8,35$
3	$182,65 + 70,13 \cdot 1,41 =$	$+ 281,65$	1,65	303,0	$+ 21,35$
4	$281,65 + 59,43 \cdot 1,40 =$	$+ 364,75$	2,18	400,75	$- 36,00$
5	$364,75 + 50,32 \cdot 1,41 =$	$+ 435,75$	2,57	472,0	$- 36,25$
6	$435,75 + 42,50 \cdot 1,62 =$	$+ 504,65$	2,90	532,0	$- 27,35$
7	$504,65 + 33,10 \cdot 1,98 =$	$+ 570,20$	3,20	587,20	$- 17,00$
8	$570,20 + 24,594 \cdot 2,17 =$	$+ 623,60$	3,46	635,0	$- 11,40$
9	$623,60 + 19,136 \cdot 2,05 =$	$+ 662,85$	3,63	666,0	$- 3,15$
10	$662,85 + 14,93 \cdot 2,50 =$	$+ 700,15$	3,80	697,0	$+ 3,15$
11	$700,15 + 9,36 \cdot 2,95 =$	$+ 727,75$	3,93	721,75	$+ 6,00$
12	$727,75 + 4,15 \cdot 2,14 =$	$+ 736,65$	3,98	730,65	$+ 6,00$
13	$736,65 + 1,97 \cdot 1,07 =$	$+ 738,76$	4,015	738,00	$+ 0,76$
S Scheitel	$738,76 + 0,0 \cdot 0,37 =$	$+ 738,76$	4,025	738,76	$+ 0,00$

$$H g = \frac{\mathfrak{M}_{\text{Scheitel}}}{f} = \frac{738,76}{183,5} = 4,025 \text{ t}$$

Die Ermittlung der maximalen Momente und des maximalen Horizontalschubes für Verkehrsbelastung erfolgt mit Hilfe der Einflußlinien.

Die Einflußlinie für den Horizontalschub ist gleich derjenigen für das Moment \mathfrak{M} im Scheitel, geteilt durch die Pfeilhöhe f . In unserem Falle wird:

$$\frac{1 \cdot l}{4f} = \frac{46,30}{4 \cdot 4,025} = 2,89.$$

In Fig. 53e ist sie zur Ermittlung der Größtwerte für H aufgetragen. Die Einflußlinie der Momente für einen Querschnitt zwischen den Gelenken erhält man nach der Gleichung $M_m = \mathfrak{M}_m - H \cdot y_m$, indem man an der \mathfrak{M}_m -Fläche die $H \cdot y_m$ -Fläche abzieht. Die Einflußlinien für einige charakteristische Querschnitte sind in Fig. 53f bis h dargestellt.

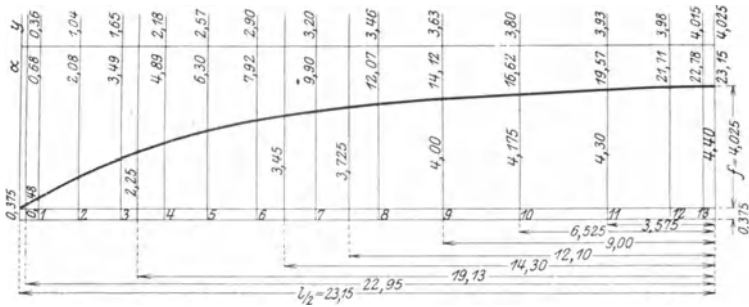


Fig. 53 d.

Für Querschnitt „1“ ist:

$$x_m = 0,68 \text{ m}; \quad y_m = 0,36 \text{ m}; \quad \frac{l}{2f} \cdot y_m = 5,78 \cdot 0,36 = 2,08.$$

Für Querschnitt „7“:

$$x_m = 9,90 \text{ m}; \quad y_m = 3,20 \text{ m}; \quad \frac{l}{2f} \cdot y_m = 5,78 \cdot 3,20 = 18,48.$$

Für Querschnitt „11“:

$$x_m = 19,57 \text{ m}; \quad y_m = 3,93 \text{ m}; \quad \frac{l}{2f} \cdot y_m = 5,78 \cdot 3,93 = 22,70.$$

Als Verkehrsbelastung nehmen wir eine über die Brücke gleichmäßig verteilte Belastung an, die sich nach Tolk mitt (siehe Taschenbuch für Bauingenieure) für gewölbte Straßenbrücken über 20 m Spannweite ergibt zu:

$$p'' = 0,24 \cdot 2,3 = 0,55 \text{ t/qm.}$$

Da wir einen 1,2 m breiten Streifen betrachtet haben, berechnet sich in unserem Falle die gleichmäßig verteilte Belastung für 1 lfd. m zu:

$$p = 0,55 \cdot 1,2 = 0,66 \text{ t/lfd. m} = 660 \text{ kg/lfd. m.}$$

Die Größtwerte für den Horizontalschub ergeben sich mit Hilfe von Fig. 53e:

$$M_{v \max} = 46,30 \cdot \frac{2,89}{2} \cdot 0,66 = 44,1 \text{ t.}$$

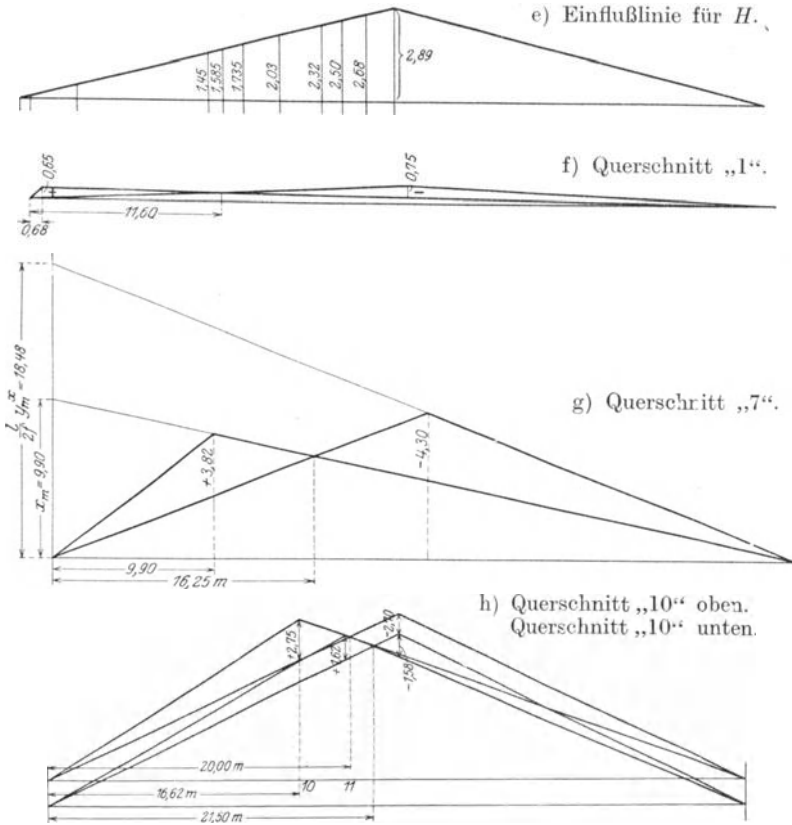


Fig. 53 e bis h. Einflußlinien der Momente für verschiedene Querschnitte.

Die Größtwerte der Momente sind z. B. für Querschnitt „1“:

$$\text{pos. } M_0 \max = + \left[11,60 \cdot \frac{0,65}{2} \cdot 0,66 \right] = + 2,49 \text{ mt}$$

$$\left(H = 11,60 \cdot \frac{1,45}{2} \cdot 0,66 = 5,54 \text{ t} \right),$$

$$\text{neg. } M_0 \max = - \left[(46,30 - 11,60) \cdot \frac{0,75}{2} \cdot 0,66 \right] = - 8,59 \text{ mt}$$

$$(H = 44,10 - 5,54 = 38,56 \text{ t});$$

für Querschnitt „7“:

$$\text{pos. } M_0 \max = + \left[16,25 \cdot \frac{3,82}{2} \cdot 0,66 \right] = + 20,50 \text{ mt}$$

$$(H = 16,25 \cdot \frac{2,03}{2} \cdot 0,66 = 10,89 \text{ t}),$$

$$\text{neg. } M_0 \max = - \left[(46,30 - 16,25) \cdot \frac{4,30}{2} \cdot 0,66 \right] = - 42,30 \text{ mt}$$

$$(H = 44,10 - 10,89 = 33,21 \text{ t});$$

für Querschnitt „11“:

$$\text{neg. } M_0 \max = + \left[21,50 \cdot \frac{1,62}{2} \cdot 0,66 \right] = + 11,50 \text{ mt}$$

$$\left(H = 21,50 \cdot \frac{2,68}{2} \cdot 0,66 = 19,00 \text{ t} \right).$$

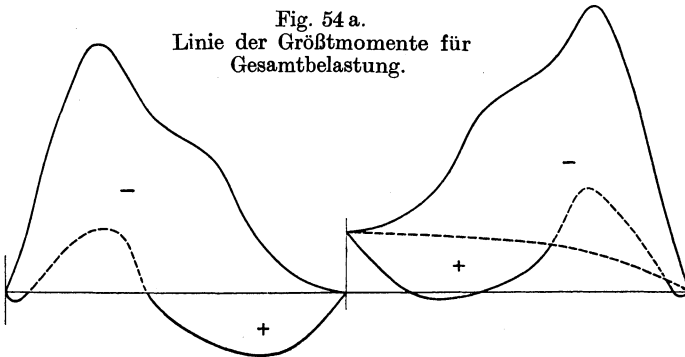
$$\text{pos. } M_0 \max = - \left[(46,30 - 21,50) \cdot \frac{1,58}{2} \cdot 0,66 \right] = - 12,90 \text{ mt}$$

$$(H = 44,1 - 19,0 = 25,10 \text{ t}).$$

Dementsprechend ergeben sich für Eigengewicht und Verkehrsbelastung die Größtwerte für Momente und Horizontalschub:

Querschnitt	Eigen- gewicht	Verkehrsbelastung		Gesamtbelastung	
		positiv	negativ	Größte	Kleinste
„1“	M.	+ 0,55	+ 2,49	+ 3,04	- 8,04
	H.	183,50	5,54	189,04	222,06
„5“	M.	- 36,25	+ 15,80	- 20,45	- 82,25
	H.	183,50	7,96	191,46	219,64
„7“	M.	- 17,00	+ 20,50	+ 3,50	- 59,30
	H.	183,50	10,89	194,49	216,71
„10“	M.	+ 3,15	+ 18,15	+ 21,30	- 20,27
	H.	183,50	16,50	200,00	211,10
„11“	M.	+ 6,00	+ 11,50	+ 17,50	- 5,50
	H.	183,50	19,00	202,50	208,60

Fig. 54 a.
Linie der Größtmomente für
Gesamtbelastung.



Die hier sich ergebenden Werte mit einer Reihe von gleichfalls bestimmten Zwischenwerten sind in Fig. 54 a aufgetragen, in der linken Hälfte an der Horizontalprojektion der Bogenachse und in der rechten Hälfte an der Bogenachse selbst als Bezugsachse.

a) Ermittlung der Normalkräfte.

Die Normalkraft N_m in irgendeinem Punkt des Bogens, dessen Tangente mit der Horizontalen einen Winkel φ_m bildet, ist bekanntlich

$$N_m = H \cos \varphi_m + Q_{0m} \cdot \sin \varphi_m,$$

wenn Q_{0m} die Querkraft des frei aufliegenden Trägers ist. Die Querkraft Q_m in demselben Punkte der Bogenachse ist:

$$Q_m = Q_{0m} \cdot \cos \varphi_m - H \cdot \sin \varphi_m.$$

In Fig. 54 b sind die Q_0 für Eigen-gewicht aufgetragen und die abgebrochenen Treppenzlinien durch eine kontinuierliche gekrümmte Linie ersetzt, wie es der tatsächlichen Belastung entspricht.

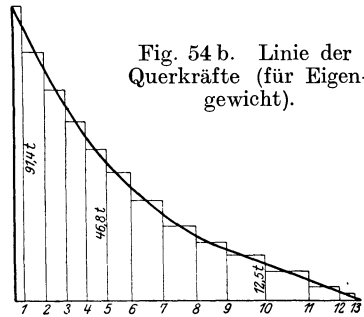


Fig. 54 b. Linie der Querkräfte (für Eigen-gewicht).

Die Querkräfte Q_0 infolge Ver-kehrsbelastung für die jeweilig für die Momente ungünstigste Laststellung berechnen sich nachfolgend für den allgemeinen Belastungsfall:

$$Q_{0x} = A - px; \quad A = \frac{pa}{l} \cdot \left(b + \frac{a}{2} \right) = \frac{pa}{l} \left(h + \frac{a}{2} \right) - px,$$

wenn a die belastete Strecke, b die unbelastete Strecke auf die Spannweite l ist.

Für $x < a$ wird:

$$Q_{0x} = \frac{pa}{l} \left[\left(l - \frac{a}{2} \right) + \frac{a}{2} \right] - px = \frac{pa}{l} \left(l - \frac{a}{2} \right) - px;$$

für $x > a$: $Q_x = B = \frac{pa^2}{2l} =$ gleichbleibend.

Es wird somit für die für die Momente ungünstigste Laststellung die Querkraft Q_0 in dem betreffenden Querschnitt:

bei Querschnitt „1“: $x = 0,68$ m

für pos. $M_{o\max}$: $a = 11,60$ m:

$$Q_{ov} = \frac{0,66 \cdot 11,60}{46,30} \left(46,30 - \frac{11,6}{2} \right) - 0,66 \cdot 0,68 = 6,25 \text{ t};$$

für neg. $M_{o\max}$: $a = 46,30 - 11,60 = 34,70$ m,

$$Q_{ov} = \frac{0,66 \cdot 34,70^2}{2 \cdot 46,30} = 8,6 \text{ t.}$$

Die Normalkraft N und die Querkraft Q werden daher bei der für die Momente ungünstigsten Stellung der Verkehrslast:

In Querschnitt „1“ ist der Winkel, dessen $\operatorname{tg} \varphi = \frac{10,30}{20,00} = 0,515$ ist (siehe Fig. 53 c, rechte Hälfte)

$$\varphi = 27^\circ 10' 30''; \quad \sin \varphi = 0,45658; \quad \cos \varphi = 0,88902.$$

Für pos. $M_{o\max} = + 3,04$ mt wird $Q_{o\max} = Q_{og} + Q_{ov}$.

$$Q_{o\max} = 91,4 + 6,25 = + 97,65 \text{ t,}$$

$$H = 189,04 \text{ t (nach Zusammenstellung).}$$

Es ergibt sich mit diesen Werten die Normalkraft

$$N_1 = H \cdot \cos \varphi + Q_0 \cdot \sin \varphi = 212,5 \text{ t}$$

und die Querkraft:

$$Q_1 = Q_0 \cdot \cos \varphi - H \cdot \sin \varphi = 0,40 \text{ t.}$$

Für neg. $M_{\max} = -8,04$ mt wird

$$Q_{o\max} = 91,40 + 8,60 = 100,00 \text{ t,}$$

$$H = 222,06 \text{ t.}$$

Demnach wird

$$N_1 = 222,06 \cdot 0,88902 + 100,0 \cdot 0,45658 = 242,86 \text{ t,}$$

$$Q_1 = 100,0 \cdot 0,88902 - 222,06 \cdot 0,45658 = -12,40 \text{ t.}$$

In ähnlicher Weise werden in Querschnitt „5“ ermittelt:

Für neg. $M_{\max} = -82,25$ mt wird:

$$Q_{o\max} = 46,80 + 7,5 = + 54,30; \quad H = 219,64 \text{ t;} \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{4,8}{20,0} = 0,240;$$

$$\varphi = 13^\circ 30'; \quad \cos \varphi = 0,97237; \quad \sin \varphi = 0,23345.$$

Demnach ergibt sich:

$$N_5 = 225,95 \text{ t,}$$

$$Q_5 = + 1,50 \text{ t.}$$

Im Querschnitt „10“ wird

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{1,00}{20,00} = 0,05; \quad \varphi = 2^\circ 50'; \quad \cos \varphi = 0,99878; \quad \sin \varphi = 0,04943.$$

Für pos. $M_{\max} = + 21,30$ mt wird:

$$Q_{o\max} = 12,50 + (-5,81) = + 6,69 \text{ t;} \quad H = 200,00 \text{ t.}$$

Demnach:

$$N_{10} = 200,09 \text{ t,}$$

$$Q_{10} = -3,206 \text{ t.}$$

Für neg. $M_{\max} = -20,37$ mt:

$$Q_{0 \max} = 12,50 + 4,93 = 17,43 \text{ t}; \quad H = 211,10.$$

Demnach:

$$N_{10} = 211,763 \text{ t},$$

$$Q_{10} = 6,98 \text{ t}.$$

b) Spannungsuntersuchungen für verschiedene Querschnitte.

Für Querschnitt „10“.

Im Querschnitt „10“, dessen Momente und Horizontalschub der Zusammenstellung entnommen sind, sind die Querschnittsgrößen (siehe Fig. 54c):

$$B = 120 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm}; \quad h = 95; \quad a = 7 \text{ cm};$$

$$F_e (8 \varnothing 32 \text{ mm}) = 64,34 \text{ cm}^2; \quad F'_e (6 \varnothing 32) = 48,26^2.$$

Daraus erhält man die Fläche des ideellen Querschnittes:

$$F_i = 40 \cdot 95 + 80 \cdot 20 + 10 (48,26 + 64,34) = 6526 \text{ cm}^2.$$

Das statische Moment in bezug auf die obere Kante:

$$S = \frac{40,95^2}{2} + \frac{80 \cdot 20^2}{2} + 10 \cdot 48,26 \cdot 5 + 10 \cdot 64,34 \cdot 88 = 255910 \text{ cm}^3.$$

Die Schwerpunktsabstände:

$$u = \frac{S}{F} = \frac{255910}{6526} = 39,2 \text{ cm},$$

$$v = 95 - 39,2 = 55,8 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment des ideellen Querschnittes:

$$J_s = \frac{120 \cdot 39,2^3}{3} - \frac{80 \cdot 19,2^3}{3} + \frac{40 \cdot 55,8^3}{3} + 10 \cdot 48,26 \cdot 34,2 + \\ + 10 \cdot 64,34 \cdot 48,8^2 = 6630800 \text{ cm}^4.$$

Die Kernpunktabstände:

$$k_1 = \frac{J_s}{F \cdot v} = \frac{6630800}{6526 \cdot 55,8} = 18,2 \text{ cm},$$

$$k_2 = \frac{J_s}{F \cdot u} = \frac{6630800}{6526 \cdot 39,2} = 26,0 \text{ cm}.$$

Für das größte positive Moment

$$\text{pos. } M_{\max} = +21,30 \text{ mt}, \quad = +2130000 \text{ cmkg}$$

$$\text{und} \quad N = 200,09 \text{ t} = 200090 \text{ kg}$$

ergibt sich:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2130000}{200090} = 10,65 \text{ cm}.$$

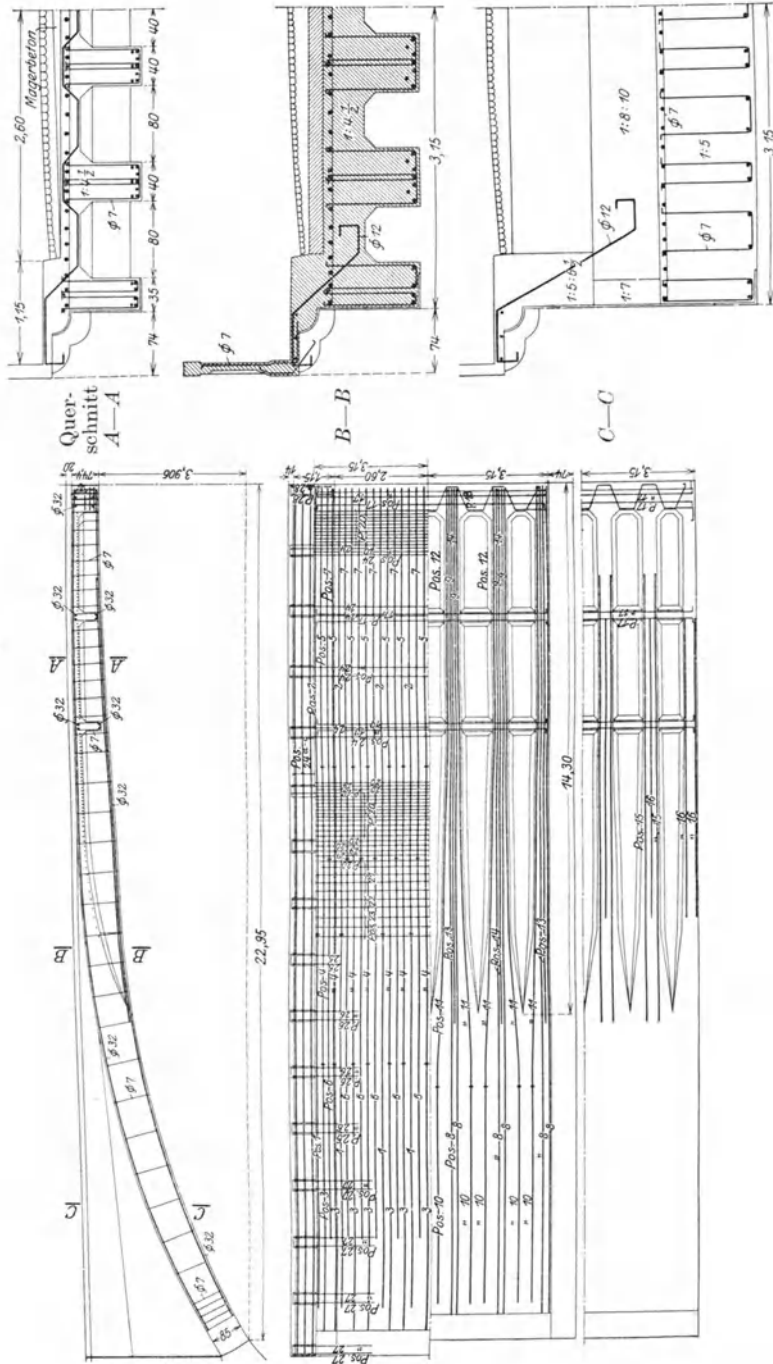


Fig. 54 c. Querschnittsausbildungen und Einzelheiten der Eiseneinlagen.

Die Wirkungsarme der Normalkraft in bezug auf die Kernpunkte berechnen sich nun zu:

$$w_1 = k_1 - e_1 = 18,2 - 10,65 = 7,55 \text{ cm,}$$

$$w_2 = k_2 + e_1 = 26,0 + 10,65 = 36,65 \text{ cm.}$$

Wir sehen, daß die Normalkraft innerhalb des Kernes bleibt, weshalb nur Druckspannungen auftreten.

Die Spannung ermitteln wir nun wie folgt:

Die Betondruckspannungen:

$$\sigma_{bd} = \frac{N \cdot w_2}{F \cdot k_2} = \frac{200\,090 \cdot 36,65}{6526 \cdot 26,0} = 43,2 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_{bd} = \frac{N \cdot w_1}{F \cdot k_1} = \frac{200\,090 \cdot 7,55}{6526 \cdot 18,2} = 12,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Eisenspannungen:

$$\sigma_e = 10 \cdot \left(43,2 - \frac{(43,2 - 12,7)}{95} \cdot 5 \right) = 414,8 \text{ kg/cm}^2;$$

der rechten Einlagen:

$$\sigma'_e = 10 \cdot \left(12,7 + \frac{(43,2 - 12,7)}{95} \cdot 7 \right) = 149,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Schubspannungen für $Q_{10} = 6,98 \text{ t}$:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_n}{b \cdot J_n}$$

$$S_n = \frac{40 \cdot 55,8^2}{2} + 10 \cdot 64,34 \cdot 48,8 = 62\,100 + 31\,400 = 93\,500 \text{ cm}^3.$$

$$J_n = 6\,630\,800 \text{ cm}^4; \quad b = 120 \text{ cm}^4,$$

$$\tau_{\max} = \frac{6980 \cdot 93\,500}{120 \cdot 6\,630\,800} = 0,82 \text{ kg/cm}^2.$$

Die durch den Bügel $\varnothing 7 \text{ mm}$ mit $f_e = 0,30 \text{ cm}^2$ im Abstand $e = 48 \text{ cm}$ aufgenommene Schubkraft ergibt sich:

$$\tau_B = \frac{4 f_e \sigma_e}{e b_1} = \frac{1,54 \cdot 1200}{48 \cdot 40} = 0,96 \text{ kg/cm}^2.$$

Für das größte negative Moment

$$\text{neg. } M_{\max} = -20,27 \text{ mt} = -2\,027\,000 \text{ cmkg}$$

$$\text{und } N = 211,763 \text{ t} = 211\,763 \text{ kg}$$

$$\text{wird } e_2 = \frac{2\,027\,000}{211\,763} = 9,6 \text{ cm,}$$

$$w_1 = k_1 + e_2 = 18,2 + 9,6 = 27,8 \text{ cm,}$$

$$w_2 = k_2 + e_2 = 26,0 - 9,6 = 16,4 \text{ cm,}$$

$$\sigma_{b'd} = \frac{211\,763 \cdot 16,4}{6526 \cdot 26,0} = 20,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma'_{b'd} = \frac{211\,763 \cdot 27,8}{6526 \cdot 18,2} = 49,6 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \left(20,5 + \frac{(49,6 - 20,5) \cdot 5}{95} \right) = 220,3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma'_e = 10 \cdot \left(49,6 - \frac{(49,6 - 20,5) \cdot 7}{95} \right) = 474,6 \text{ kg/cm}^2.$$

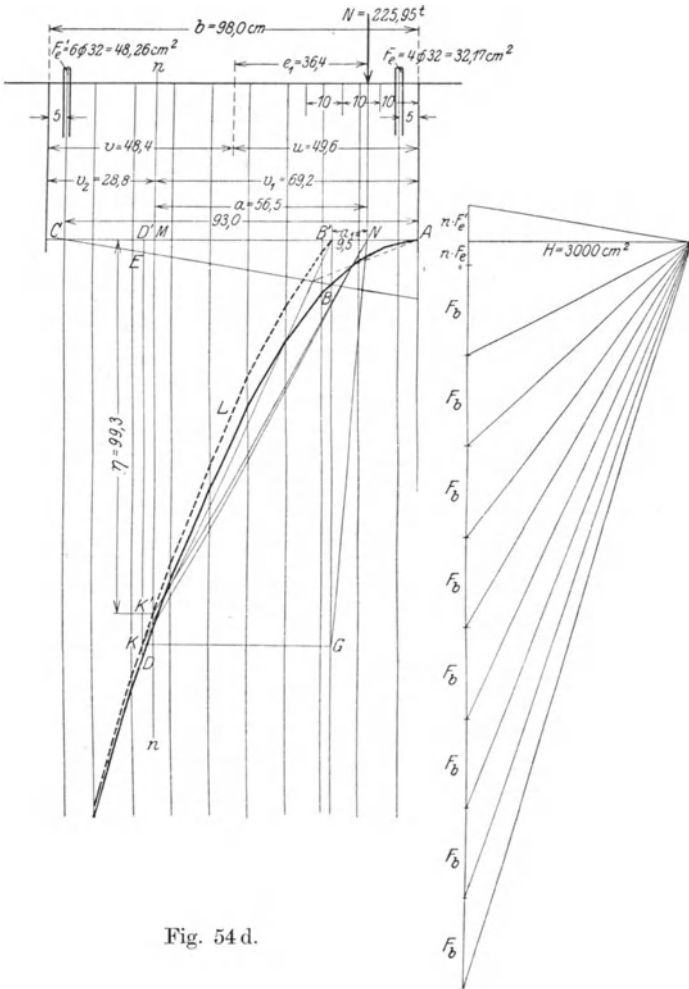


Fig. 54 d.

Für Querschnitt „5“ ist

$$M = -82,25 \text{ mt}; \quad N = 225,95 \text{ t.}$$

Da hier die Normalkraft außerhalb des Kernes angreift und deshalb die Lage der Nulllinie abhängig ist von der Belastung und analytisch auf eine Gleichung dritten Grades führt, so wollen wir in diesem Falle das graphische Verfahren von Autenrieth (siehe Bd. I, S. 411) zur Ermittlung des Trägheitsmomentes anwenden (Fig. 54d).

Es ist:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{8225000}{225950} = 36,4 \text{ cm.}$$

c) Graphische Ermittlung der Spannungen
nach Autenrieth.

Querschnitt: 98/120;

$$F_b = 10 \cdot 120 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$F_e = 10 \cdot 48,26 = 482,6 \text{ ,,}$$

$$F'_e = 10 \cdot 32,17 = 321,7 \text{ ,,}$$

$$Fl \cdot [ABC] = \frac{93,0 \cdot 11,0}{2} = 512 \text{ cm}^2,$$

$$Fl \cdot [B'NG] = \frac{9,5 \cdot 107,8}{2} = 512 \text{ ,,}$$

Allgemein:
$$\sigma = \frac{v \cdot N}{H \cdot \eta}.$$

Es ergibt sich demnach:

$$\sigma_{bd} = \frac{v_1 \cdot N}{H \cdot \eta} = \frac{69,2 \cdot 225950}{3000 \cdot 99,3} = 52,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{bz} = n' \cdot \frac{v_2 \cdot N}{H \cdot \eta} = -0,5 \cdot \frac{28,8 \cdot 225950}{3000 \cdot 99,3} = -10,9 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ed} = 10 \cdot \frac{64,2 \cdot 225950}{3000 \cdot 99,3} = 487 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = 10 \cdot \frac{23,8 \cdot 225950}{3000 \cdot 99,3} = 180 \text{ kg/cm}^2.$$

Den errechneten hohen Druckspannungen im Beton muß durch einen sehr guten Beton mit sehr hoher Druckfestigkeit Rechnung getragen werden.

d) Analytische Ermittlung der Spannungen.

Der Schwerpunktsabstand des ideellen homogenen Querschnittes:

$$s = \frac{S}{F} = \frac{\frac{a \cdot b^2}{2} + n \cdot [F_e(h - c_1) + F'_e \cdot c_2]}{a \cdot b + n[F_e + F'_e]}$$

$$= \frac{1/2 \cdot 120 \cdot 98^2 + 10[32,17 \cdot 93 + 48,26 \cdot 5,0]}{120 \cdot 98 + 10(32,17 + 48,26)} = 48,4 \text{ cm,}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{8\,225\,000}{225\,950} = 36,4 \text{ cm.}$$

Es wird demnach:

$$e = s + e_1 = 48,4 + 36,4 = 84,8 \text{ cm.}$$

Nach Gleichung (54), S. 404, Bd. I, erhalten wir mit $n = 7$ und $n' = 0,5$ für x folgende Gleichung dritten Grades:

$$\frac{(98 - x)^2}{2} (84,8 - x) \cdot 120 - \frac{0,5 \cdot 120 \cdot x^2}{2} (84,8 - x) +$$

$$+ 7 \cdot 32,17 (98 - x - 5) (84,8 - x) - 7 \cdot 48,26 (x - 5) (84,8 - x) =$$

$$= \frac{120(98 - x)^3}{3} + 7 \cdot 32,17 (98 - x - 5) + 7 \cdot 48,26 (x - 5)^2.$$

Diese Gleichung wird nach Umwandlung:

$$-10x^3 + 2564x^2 - 488 + 331,8x + 11\,208\,555 = 0$$

$$-x^3 + 256,4x^2 - 48\,833,2x + 1\,120\,856 = 0.$$

Setzt man $x = -(z - \frac{1}{3}a)$, so entsteht eine reduzierte kubische Gleichung von der Form $z^3 + pz + q = 0$. Es wird für

$$x = -(z - \frac{1}{3} \cdot 256,4) = -(z - 85,5) = (85,5 - z)$$

$$-(85,5 - z)^3 + 256,4 \cdot (85,5 - z)^2 - 48\,833,2(85,5 - z) + 1\,120\,856 = 0,$$

$$-(85,5^3 - 3 \cdot 85,5^2 z + 3 \cdot 85,5 \cdot z^2 - z^3) + 256,4(85,5^2 - 2 \cdot 85,5 \cdot z + z^2) -$$

$$-48\,833,2 \cdot (85,5 - z) + z) + 1\,120\,856 = 0,$$

schließlich:

$$+ z^3 + 26\,913,95z - 1\,812\,170,37 = 0.$$

Nach mehreren Versuchen erhalten wir $z = 59,5$, das die Gleichung erfüllt:

$$59,5^3 + 26\,913,95 \cdot 59,5 - 1\,812\,170,37 = 0.$$

Es ergibt sich demnach

$$x = (85,5 - 59,5) = 26,0 \text{ cm.}$$

Die Berechnung der Querschnittsgrößen ergibt:

Fläche:

$$F = 98 \cdot 120 + 10 \cdot (48,26 + 32,17) = 12564 \text{ cm}^2.$$

Statisches Moment um die linke Kante:

$$S = \frac{120 \cdot 98^2}{2} + 10 \cdot 48,26 \cdot 5 + 10 \cdot 32,17 \cdot 93 = 608\,553 \text{ cm}^3.$$

Die Schwerpunktsabstände:

$$v = \frac{S}{F} = \frac{608\,553}{12\,564} = 48,4 \text{ cm} = S,$$

$$u = 98 - 48,4 = 49,6 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment, bezogen auf die Schwerlinie:

$$J_s = \frac{120 \cdot 48,4^3}{3} + \frac{120 \cdot 49,6^3}{3} + 10 \cdot 48,26 \cdot 43,4^2 + 10 \cdot 32,17 \cdot 44,6^2 = 11\,949\,000 \text{ cm}^4.$$

Die Kernradien:

$$k_1 = \frac{J_s}{F \cdot v} = \frac{11\,949\,000}{12\,564 \cdot 48,4} = 19,65 \text{ cm}$$

$$k_2 = \frac{J_s}{F \cdot n} = \frac{11\,949\,000}{12\,564 \cdot 49,6} = 19,20 \text{ cm}.$$

Die Wirkungsarme sind:

$$w_1 = -[e - (v + k_1)] = -[84,8 - (48,4 + 19,65)] = -16,75 \text{ cm},$$

$$w_2 = [e - v + k_2] = [84,8 - 48,4 + 19,20] = 55,60 \text{ cm}.$$

Die Spannungen berechnen sich wie folgt:

$$\sigma_{bd} = \frac{N \cdot w_2}{F \cdot k_2} = \frac{225\,950 \cdot 55,60}{12\,564 \cdot 19,20} = 52,1 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{bz} = -n' \cdot \frac{N \cdot w_1}{F \cdot k_1} = -0,5 \cdot \frac{225\,950 \cdot 16,75}{12\,564 \cdot 19,65} = -7,68 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Eisenspannungen bleiben, wie vorher, in den zulässigen Grenzen.

Die Übereinstimmung mit dem graphischen Verfahren ist gut. Da dieses viel einfacher ist, wird man von dem umständlichen rechnerischen Weg hier besser absehen.

Für Querschnitt „1“ haben wir:

$$a = 85 \text{ cm}; \quad b = 120 \text{ cm}; \quad F_e = F'_e = 16,08 \text{ qcm} \quad (2 \times 32 \text{ mm}).$$

Wir betrachten nun das neg. M_{\max} , da dieses auch das absolut größte ist:

$$\text{neg. } M_{\max} = -8,04 \text{ mt},$$

$$N_1 = 242,86 \text{ t},$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{804\,000}{242\,860} = 3,31 \text{ cm}.$$

Es wird:

$$F = 120 \cdot 85 + 10 \cdot 2 \cdot 16,08 = 10\,521,6 \text{ cm}^2,$$

$$S = \frac{120 \cdot 85^2}{2} + 10 \cdot 16,08 (5 + 80) = 447\,160 \text{ cm}^3,$$

$$u = \frac{S}{F} = \frac{447\,160}{10\,521,6} = 42,5 \text{ cm},$$

$$v = 85 - 42,5 = 42,5 \text{ cm},$$

$$J_s = \frac{120 \cdot 42,5^3}{3} \cdot 2 + 10 \cdot 16,08 \cdot 37,5^2 \cdot 2 = 6\,581\,500 \text{ cm}^4,$$

$$k_1 = \frac{6\,581\,500}{10\,521,6 \cdot 42,5} = 14,7 \text{ cm} = k_2$$

$$w_1 = k_1 + e = 14,7 + 3,31 = 18,01 \text{ cm},$$

$$w_2 = k_2 - e = 14,7 - 3,31 = 11,39 \text{ cm},$$

$$\sigma_{ba} = \frac{N_1 \cdot w_2}{F \cdot k_2} = \frac{242\,860 \cdot 11,39}{10\,521,6 \cdot 14,7} = 17,9 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma'_{ba} = \frac{N_1 \cdot w_1}{F \cdot k_1} = \frac{242\,860 \cdot 18,01}{10\,521,6 \cdot 14,7} = 28,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Auch die Eisenspannungen bleiben wie vorher klein.

e) Berechnung der Schubspannungen.

Im Scheitel ist $\varphi = 0^\circ$:

$$\begin{aligned} Q &= Q_0 \cdot \cos \varphi - H \cdot \sin \varphi; \\ &= \frac{1}{2} \cdot \frac{46,30}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,66 = 3,82 \text{ t} \\ &= \frac{0,0 \text{ t}}{3,82 \text{ t}}; \end{aligned}$$

$$Q = Q_0 \cdot 1 - H \cdot 0 = 3,82 - 0 = \pm 3,82 \text{ t}.$$

Am Kämpfer in Querschnitt „1“ ist $Q_1 = -12,40 \text{ t}$ und es wird:

$$S_n = \frac{120 \cdot 42,5^2}{2} + 10 \cdot 16,08 \cdot 37,5 = 108\,500 + 6040 = 114\,540 \text{ cm}^2,$$

$$J_n = 6\,581\,500 \text{ cm}^4,$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S_n}{J_n \cdot b} = \frac{12\,400 \cdot 114\,540}{6\,581\,500 \cdot 120} = 1,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubspannungen bleiben, wie zu erwarten war, unter den zulässigen Grenzen.

Die Spannungsermittlung ist in Fig. 54 e durchgeführt.
Es sind:

$$\begin{aligned}
 G_1 &= \frac{2,80 + 5,80}{2} \cdot 2,3 \cdot 2,2 \cdot 1,2 = 26,10 \text{ t} \\
 &+ \frac{1,35 + 2,25}{2} \cdot 2,3 \cdot 2,0 \cdot 1,2 = 9,94 \text{ t} \\
 &\quad \underline{\quad \quad \quad 36,04 \text{ t.}} \\
 G_2 &= \frac{5,80 + 4,65}{2} \cdot 2,65 \cdot 2,2 \cdot 1,2 = 36,60 \text{ t} \\
 &+ \frac{2,25 + 3,30}{2} \cdot 2,65 \cdot 2,0 \cdot 1,2 = 17,60 \text{ t} \\
 &\quad \underline{\quad \quad \quad 54,20 \text{ t.}} \\
 G_3 &= \frac{4,65 + 2,00}{2} \cdot 4,25 \cdot 2,2 \cdot 1,2 = 37,30 \text{ t} \\
 &+ \frac{3,30 + 5,00}{2} \cdot 4,25 \cdot 2,0 \cdot 1,2 = 42,40 \text{ t} \\
 &\quad \underline{\quad \quad \quad 79,70 \text{ t.}}
 \end{aligned}$$

Nach der Gleichung:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{N \cdot e}{W} \quad \text{wird:}$$

bei Vollbelastung:

$$\sigma_I = \frac{324\,000}{694 \cdot 120} \pm \frac{324\,000 \cdot 0,06}{120 \cdot 694 \cdot 694} = 3,89 \pm 0,0 : \sigma_{Il} = \sigma_{Ir} = 3,90 \text{ kg/cm}^2.$$

bei $\frac{3}{4}$ = Belastung:

$$\sigma_{II} = \frac{316\,000}{694 \cdot 120} \pm \frac{316\,000 \cdot 8,0 \cdot 6}{120 \cdot 694 \cdot 694} = 3,79 \pm 0,26 : \sigma_{IIl} = 4,05 \text{ kg/cm}^2.$$

Für festen Schieferton sind dies zulässige
Bodenpressungen:

$$\sigma_{IIr} = 3,53 \text{ kg/cm}^2.$$

Untersuchung des Widerlagers gegen Gleiten:

Bei einem Reibungswinkel δ' zwischen Beton und Erde von: $\delta' = \frac{3}{4} \varrho$
(ϱ = natürlicher Böschungswinkel).

Bei der Annahme $\varrho = 40^\circ$ wird die noch zulässige Tangentialkraft:

$$\sigma_{zul.} = N \cdot \text{tg } \delta' = 324,0 \cdot \text{tg } 30^\circ = 324,0 \cdot 0,58 = 188,0 \text{ t.}$$

Wir sehen, daß in beiden Belastungsfällen die Tangentialkräfte
($T_I = 164,0 \text{ t}$, $T_{II} = 160,0 \text{ t}$) unter diesem zulässigen Maximum liegen.

g) Berechnung der Scheitelgelenke.

Die größte Normalkraft im Scheitel tritt bei Vollbelastung der
Brücke ein. Es ist dabei, wie bereits ermittelt:

$$N = H_{\max} = 227,6 \text{ t.}$$

Wir führen Stahlbolzengelenke aus und erhalten bei einer zulässigen Druckbeanspruchung des Betons unter den Gelenkkörpern von $\sigma_d = 60 \text{ kg/cm}^2$ und einer Höhe der Gelenkkörper von 32 cm eine Länge von:

$$l = \frac{227\,600}{60 \cdot 32} = 118,5 \text{ cm.}$$

Wir wählen der besseren Ausführung halber drei Stücke von 40 cm Länge. Die auf ein Lager entfallende Normalkraft ist demnach:

$$N = \frac{227,6}{3} \simeq 76,0 \text{ t.}$$

Die auf 1 cm entfallende Belastung beträgt also:

$$P = \frac{76,0}{40} = 1,9 \text{ t/m.}$$

Bei einem Verhältnis $\frac{r_2}{r_1} = 1,04$ und dem Koeffizienten $C_2 = 1,43$ wird der Radius des Gelenkbolzens zu:

$$r_1 = C_2 \cdot P = 1,43 \cdot 1,9 = 2,72 \text{ cm;}$$

gewählt: $r_1 = 4,0 \text{ cm; } d_1 = 8,0 \text{ cm;}$

$$r_2 = 1,04 \cdot r_1 = 1,04 \cdot 4,0 = 4,16 \text{ cm.}$$

Gewicht des Bolzens:

$$V_1 = \frac{\pi \cdot 8,0^2}{4} \cdot 40 = 2010 \text{ cm}^3 = 0,00204 \text{ cbm;}$$

$$G_1 = 0,00204 \cdot 7860 = 15,8 \text{ kg.}$$

Gewicht des Lagerkörpers:

$$V = 32 \cdot 40 \cdot 3,0 = 3\,840 \text{ cm}^3$$

$$40 \cdot 15 \cdot 3,0 = 1\,800 \text{ ,,}$$

$$\frac{32 \cdot 13}{2} \cdot 15 \cdot 2,0 \cdot 5 = 3\,380 \text{ ,,}$$

$$40 \cdot 10 \cdot 3,0 = 1\,200 \text{ ,,}$$

$$= \frac{1\,200}{10} \text{ cm}^3 = 0,01022 \text{ cbm.}$$

$$G_2 = 0,01022 \cdot 7860 = 80,4 \text{ kg.}$$

Schlußfolgerungen und Anhaltspunkte für die Dimensionierung.

Es handelt sich hier um die Überbrückung eines in das Gelände eingeschneiten Flußlaufes. Die erforderliche Lichthöhe und die Höhenlage der Flußufer lassen die Durchführung des Bauwerkes als Bogenbrücke als die zweckmäßigste Lösung erscheinen. Mit Rücksicht auf etwaige Senkungen oder Verschiebungen der Widerlager wurde der statisch bestimmte Dreigelenkbogen gewählt. Um für die erste Annahme der

Gewölbestärke im Scheitel einen Anhaltspunkt zu haben, ermittelt man mit den von Tolkmitt angegebenen Formeln (Taschenbuch für Bauingenieure) die Scheitelhöhe. Es werden nachfolgende Größen der Berechnung zugrunde gelegt:

Lichtweite $l = 46,0$ m; lichte Pfeilhöhe $f = 3,3$ m;

$\sigma_{b \text{ zul.}} = 52,0$ kg/cm²; Eigengewicht $\gamma_1 = 2,4$ t/cbm;

der Überschüttung $\gamma_2 = 1,8$ t/cbm mit einer Überschüttungshöhe von 0,20 m. Die Verkehrslast wurde mit $p_0 = 0,55$ t/qm gewählt.

Es ist dann:

$$e = \frac{0,15 \frac{l^2}{f} \left(n + \frac{p}{2} + \frac{f}{10} \right)}{\sigma_0 - 0,15 \cdot \frac{l^2}{f}};$$

n und p sind auf Gewölbematerial umzurechnen und σ_0 auszudrücken in cbm/qm. Es ist also:

$$n = \frac{\gamma_2}{\gamma_1} \cdot 0,20 = \frac{1,8}{2,4} \cdot 0,20 = 0,15 \text{ m,}$$

$$p = \frac{p_0}{\gamma_1} = \frac{0,55}{2,4} = 0,230 \text{ m,}$$

$$\sigma_0 = \frac{2}{3} \cdot 52 \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \frac{2}{3} \cdot 520 \text{ (t/qm)} = \frac{2}{3} \cdot \frac{520}{2,4} = 144,5 \text{ cbm/qm.}$$

Diese Werte eingesetzt ergibt:

$$e = \frac{0,15 \cdot \frac{46,0^2}{3,3} \left(0,15 + \frac{0,230}{2} + \frac{3,3}{10} \right)}{144,5 - 0,15 \cdot \frac{46,0^2}{3,3}} = 1,18 \text{ m.}$$

Mit dieser Gewölbestärke im Scheitel wird dann erstmals die Berechnung durchgeführt.

Die erste Ermittlung der Spannungen zeigte, daß dieselbe etwas zu groß gewählt wurde. Nach einigen Versuchen erhalten wir die Gewölbestärke, die das Material voll ausnutzt, wie dies bei den Abmessungen in vorstehender Berechnung der Fall ist.

Um tunlichst kleine Beanspruchungen infolge Eigengewichtsbelastung zu erhalten, wurde das Gewölbe am Scheitelgelenk nach beiden Seiten bis in die Nähe der Viertelpunkte als Plattenbalken ausgeführt. Da in diesen Querschnitten die positiven Momente in den unteren Querschnittsteilen keinen Druck hervorrufen, dort aber kassettenförmige Aussparungen sich anordnen lassen, kann man durch diese Anordnung an Eigengewicht sparen.

Bezüglich der zulässigen Beanspruchungen im Beton ist folgendes zu bemerken:

Die höchsten Druckspannungen $\sigma_{b,d}$ wurden mit 52 kg/qcm berechnet. Dies erfordert die Herstellung eines Betons mit einer Biegedruckfestigkeit von rund 250 kg/qcm , damit eine 5fache Sicherheit nach 4 Wochen erreicht werden kann. Diese genügt um so mehr, als die Verkehrsbelastung in der Regel erst später als in 4 Wochen auf die Brücke kommt.

Wird die Brücke schon nach 4 Wochen dem Verkehr übergeben, so würde die fünffache Sicherheit vollkommen ausreichen. Kommt die Verkehrsbelastung erst später auf die Brücke, so wird bei der mit dem Alter zunehmenden Druckfestigkeit des Betons die Sicherheit größer als fünffach.

Bei der Entfernung des Leegerüstes ist die Sicherheit weit größer, weil die durch das Eigengewicht allein hervorgerufenen Spannungen weit unterhalb der als zulässig angenommenen liegen.

Es genügt sonach ein Beton im Mischungsverhältnis $1 : 6$; allerdings muß die Herstellung einwandfrei sein. In diesem Falle ist auch zu erwarten, daß Risse im Beton nicht auftreten, wenn die in der Einleitung besprochenen Grundsätze befolgt werden. Die aus der Rechnung sich ergebenden Zugspannungen sind unterhalb derjenigen Spannungen, die Kraftrisse hervorrufen könnten.

Die Spannungen im Eisen sind nicht groß. Die in der Ausführung angewendeten Durchmesser von 32 mm könnten zur Erhöhung der Sicherheit gegen Schwindrisse und zu einem besseren Zusammenwirken von Beton und Eisen durch eine entsprechende Anzahl kleinerer Durchmesser desselben Querschnitts erhöht werden.

2. Berechnung eines eingespannten Bogens.

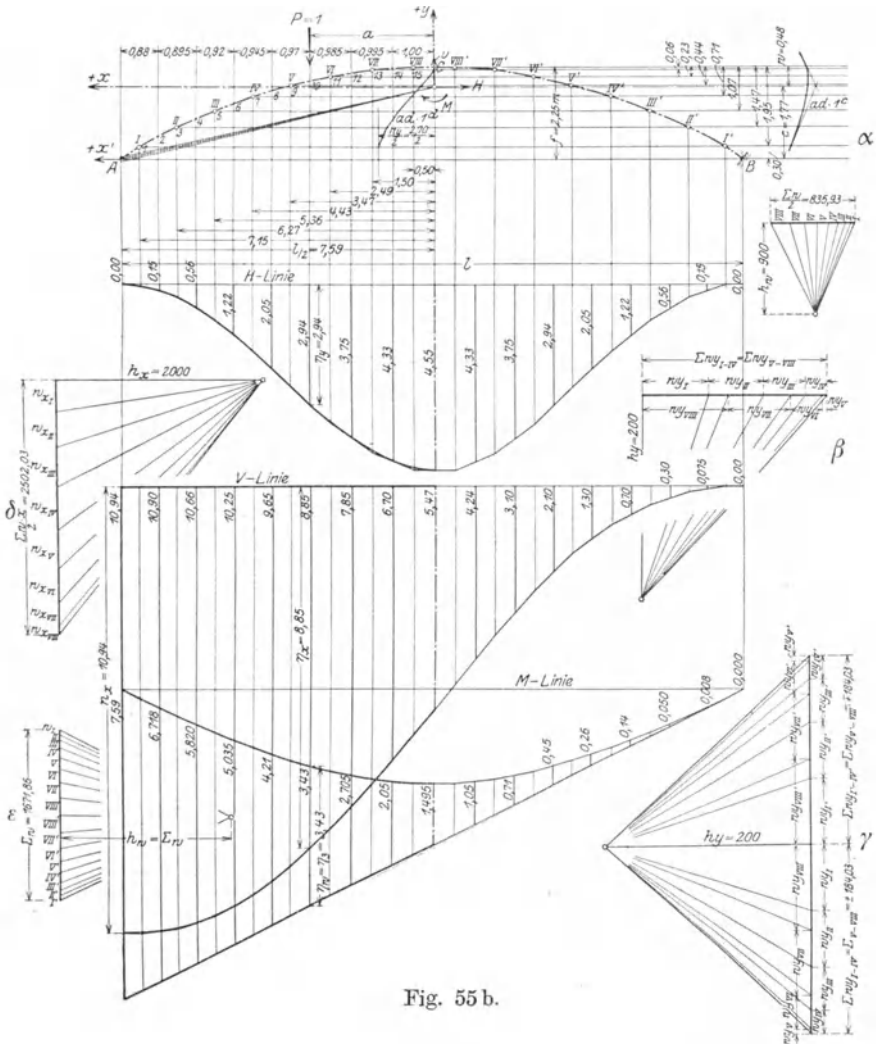
Die Aufgabe befaßt sich mit der Durcharbeitung einer gewölbten Brücke für den Eisenbahnverkehr, die als eingespannter Bogen aus Eisenbeton ausgeführt wurde¹⁾ (siehe Fig. 55a). Die Durchführung der statischen Untersuchung, in erster Linie die Ermittlung der Einflußlinien für die statisch unbestimmten Größen wird zunächst zeichnerisch und zum Vergleich für die Genauigkeit dieses Verfahrens analytisch durchgeführt.

- a) Graphische Ermittlung der Einflußordinaten für die statisch unbestimmten Größen.

Die allgemeinen Gleichungen für die statisch unbestimmten Größen H , V und M , im elastischen Schwerpunkt des Systems wirkend, lauten für das in Fig. 55b angenommene Achsenkreuz und den Fall einer Einzelbelastung $P = 1$ im Abstände a :

¹⁾ Nach einem ausgeführten Entwurf der Firma Windschild & Langelott in Dresden für die Unterführung des Dorfstädter Weges am Bahnhof Falkenstein i. Sa.

Lam.	Δs	b	h	$J = \frac{bh^3}{12}$	$w = \frac{\Delta s}{J}$	y'	$y = y' - c$	$w \cdot y$	x	$w \cdot x$	$\frac{\Delta s}{F}$
I.	1,00	1,00	0,65	0,02288	43,71	0,30	- 1,47	- 64,28	7,15	312,53	1,54
II.	1,00	1,00	0,60	0,01800	55,56	0,78	- 0,99	- 55,04	6,27	348,36	1,67
III.	1,00	1,00	0,55	0,01387	72,10	1,18	- 0,59	- 42,58	5,36	386,46	1,82
IV.	1,00	1,00	0,50	0,01042	95,99	1,54	- 0,23	- 22,13	4,43	425,24	2,00
V.	1,00	1,00	0,475	0,00893	111,85	1,81	+ 0,04	+ 4,41	3,47	388,12	2,10
VI.	1,00	1,00	0,45	0,007594	131,68	2,02	+ 0,25	+ 32,84	2,49	327,88	2,22
VII.	1,00	1,00	0,43	0,006626	150,92	2,19	+ 0,42	+ 63,30	1,50	226,38	2,33
VIII.	1,00	1,00	0,41	0,005743	174,12	2,25	+ 0,48	+ 83,48	0,50	87,06	2,44
$\sum_{i=1}^8$					835,93			-184,03		2502,03	16,12
								+184,03			



Die X -Achse ergibt sich, als Schwerlinie der elastischen Gewichte wirkend, in Richtung der X' -Achse mit Hilfe des Kräftepolygons α und der dazugehörigen Seilpolygone in Fig. 55b im Abstand $c = 1,77$ m von der X' -Achse.

Die Einflußordinaten des Horizontalschubes H ergeben sich aus folgender Überlegung: der Zähler wird als das statische Moment aller elastischen Gewichte w_y rechts der Wirkungsgeraden der Last gleich dem Abschnitt η_y , den die erste und letzte Seilseite auf derselben abschneidet, multipliziert mit der Polweite h_y des Kräftepolygons α mit dem das Seileck der H -Linie gezeichnet wurde.

Der erste Summand des Nenners $\sum w_y y$ ergibt sich mit Hilfe des Kräftepolygons β der w_y -Gewichte und des zugehörigen Seilecks analog als Abschnitt n_y zwischen der ersten und letzten Seilseite multipliziert mit dem Polabstand h_y . Das zweite Glied des Nenners $\sum \frac{\Delta s}{F}$ wurde rechnerisch in der Zusammenstellung ermittelt.

Es stellt sich demnach die Einflußordinate η_1 des Horizontalschubes H jeweils in folgendem Ausdruck dar:

$$\eta_1 = \frac{\eta_y \cdot h_y}{n_y \cdot h_y + \sum \frac{\Delta s}{F}};$$

Da die Kräftepolygone für den Zähler- und Nennerausdruck mit gleichem Polabstand $h_y = 200$ gezeichnet werden, so ergibt sich die Einflußordinate einfach aus dem jeweiligen Abschnitt η_y in durch Multiplikation mit einer Verhältniszahl μ_1 wie nachstehend gezeigt wird:

$$\eta_1 = \frac{\eta_y}{n_y + \frac{\sum \frac{\Delta s}{F}}{h_y}} = \eta_y \cdot \mu_1,$$

wobei:

$$\mu_1 = \frac{1}{n_y + \frac{\sum \frac{\Delta s}{F}}{h_y}} = \frac{1}{2,70 + \frac{2 \cdot 16,12}{200}} = 0,350$$

und demnach

$$\eta_1 = 0,350 \cdot \eta_y.$$

Ganz entsprechend ermitteln wir die Einflußordinaten für die Vertikal kraft V mit Hilfe des Kraftecks der w_x -Gewichte und des Seileckes in Fig. 55b (δ).

Der Zähler ergibt sich wieder als Abschnitt η_x auf der Wirkungsgeraden der jeweiligen Last zwischen der ersten und letzten Seilseite multipliziert mit dem Polabstand h_x des Krafteckes δ .

Der Nenner stellt die Summe der statischen Momente aller w_x -Gewichte dar und ergibt sich deshalb in der V -Linie als Abschnitt n_x zwischen der ersten und letzten Seilseite aller w_x -Gewichte, multipliziert mit dem Polabstand des entsprechenden Krafteckes. Es wird demnach entsprechend wie vor die Einflußordinate η_2 der Vertikalkraft V :

$$\eta_2 = \frac{\eta_x h_x}{n_x h_x} = \eta_x \cdot \mu_2,$$

wobei

$$\mu_2 = \frac{1}{n_x} = \frac{1}{10,94} = 0,0914$$

und

$$\eta_2 = 0,0914 \cdot \eta_x.$$

Die Einflußordinaten für das Moment M erhalten wir entsprechend wie vor unmittelbar als Abschnitte η_3 auf der jeweiligen Wirkungsgeraden der Last $P = 1$ zwischen der ersten und letzten Seilseite, wenn wir die Polweite des Krafteckes der w -Gewichte h_w in Fig. 55 b (ϵ) gerade gleich $\sum w$ wählen; denn es ergibt sich dann:

$$\eta_3 = \frac{\eta_w \cdot h_w}{\sum w} = \frac{\eta_w \cdot \sum w}{\sum w} = \eta_w.$$

Die Einflußordinaten der statisch unbestimmten Größen H , V und M sind sonach in η_y , η_x und η_w ermittelt. So ergeben sich die Ordinaten der Einflußlinien mit Hilfe der Seilecke jeweils nur an den Trennungstellen der elastischen Lamellen als genaue Werte, da das Seileck ein die stetig gekrümmte Einflußlinie umhüllendes Vieleck darstellt, wie dies in den linken Teilen der H -, V - und M -Linien angedeutet wurde.

Die genaue Größe der Ordinaten ist in die Figuren eingeschrieben.

$P = 1$ in	Horizontalkraft H		Vert.kalkraft V		Moment M $\eta_3 = \eta_w$
	η_y	$\eta_1 = 0,350 \eta_y$	η_x	$\eta_2 = 0,00914 \eta_x$	
B	0,00	0,000	0,00	0,000	0,000
2'	0,15	0,0525	0,075	0,00685	0,008
4'	0,56	0,196	0,30	0,0274	0,050
6'	1,22	0,427	0,70	0,064	0,14
8'	2,05	0,719	1,30	0,119	0,26
10'	2,94	1,029	2,10	0,192	0,45
12'	3,75	1,312	3,10	0,283	0,71
14'	4,33	1,515	4,24	0,388	1,05
C	4,55	1,592	5,47	0,500	1,495
14	4,33	1,515	6,70	0,612	2,05
12	3,75	1,312	7,85	0,717	2,705
10	2,94	1,029	8,85	0,808	3,43
8	2,05	0,719	9,65	0,881	4,21
6	1,22	0,427	10,25	0,936	5,035
4	0,56	0,196	10,66	0,9726	5,820
2	0,15	0,0525	10,90	0,99315	6,718
A	0,00	0,000	10,94	1,000	7,59

b) Rechnerische Ermittlung der Einflußordinaten der statisch unbestimmten Größen.

Um einen Maßstab für die Genauigkeit der durchgeführten zeichnerischen Ermittlung der Einflußordinaten der statisch unbestimmten Größen H , V und M zu erhalten, sollen nachfolgend diese Werte analytisch bestimmt werden.

Die zu dieser Berechnung erforderlichen Grundlagen sind in der Zusammenstellung 1 ermittelt.

Der Abstand der X -Achse von der durch die Kämpfer gehenden X' -Achse und von der Parallelen durch den Scheitel, berechnet sich mit Hilfe der vorstehend ermittelten Werte wie folgt:

Abstand von der X' -Achse:

$$c = \frac{\sum w \cdot y'}{\sum w} = \frac{2 \cdot 1480,081}{2 \cdot 835,93} = 1,77058 \text{ m};$$

Abstand vom Scheitel:

$$k = \frac{\sum w \cdot (f - y')}{\sum w} = \frac{2 \cdot 400,763}{2 \cdot 835,93} = 0,47942 \text{ m}.$$

Die Summe beider Größen ergibt die Pfeilhöhe des Bogens

$$f = c + k = 1,77058 + 0,47942 = 2,25 \text{ m},$$

was als Kontrolle dienen mag.

Die Nenner der Ausdrücke für H , V und M ergeben sich folgendermaßen:

1. $\sum_{-l/2}^{+l/2} w y^2 + \frac{As}{F} = 2 \cdot (254,230 + 16,115) = 540,690;$
2. $\sum_{-l/2}^{+l/2} w \cdot x^2 \dots = 2 \cdot (10920,28) \dots = 21840,56;$
3. $\sum_{-l/2}^{+l/2} w \dots = 2 \cdot (835,93) \dots = 1671,86.$

Zusammen-

Lam.	As	b	h	$J = \frac{b h^3}{12}$	$w = \frac{As}{J}$	y'	$w \cdot y'$	$f - y'$	$w \cdot (f - y')$
I.	1,00	1,00	0,65	0,02288	43,71	0,30	13,113	1,95	85,235
II.	1,00	1,00	0,60	0,01800	55,56	0,78	43,337	1,47	81,673
III.	1,00	1,00	0,55	0,01387	72,10	1,18	85,078	1,07	77,147
IV.	1,00	1,00	0,50	0,01042	95,99	1,54	147,825	0,71	68,153
V.	1,00	1,00	0,475	0,00893	111,85	1,81	202,449	0,44	49,214
VI.	1,00	1,00	0,45	0,007594	131,68	2,02	265,994	0,23	30,286
VII.	1,00	1,00	0,43	0,006626	150,92	2,19	330,515	0,06	9,055
VIII.	1,00	1,00	0,41	0,005743	174,12	2,25 = f	391,770	0,00	0,000
$\sum_0^{l/2}$					835,93		1480,081		400,763

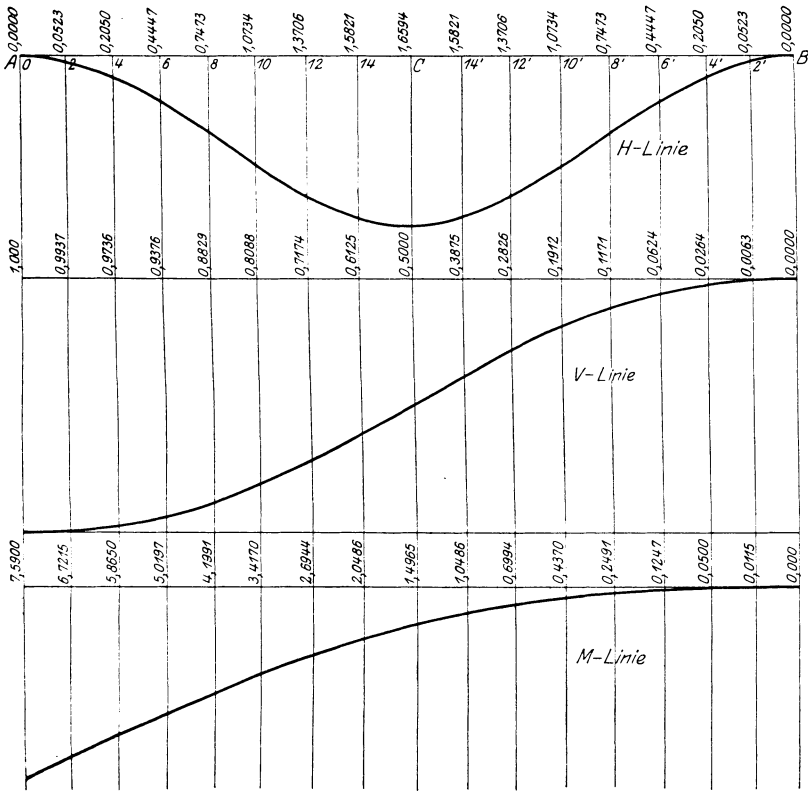
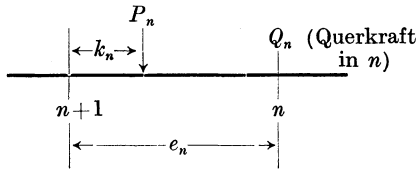


Fig. 55 c.

Die Zähler sind mit Hilfe der Zusammenstellungen 2 bis 3 und 4 ermittelt als statische Momente aller $w_y - w_x$ und w -Gewichte links der Last $P = 1$ bezogen auf die Wirkungsgrade der Last, und zwar wurde stellung 1.

$y = y' - c$	$w \cdot y$	$w \cdot y^2$	x	$w \cdot x$	$w \cdot x^2$	$w \cdot y \cdot x$	$\frac{As}{F}$
- 1,47058	- 64,279	+ 94,527	7,15	312,526	2234,56	- 459,595	1,538
- 0,99058	- 55,036	+ 54,518	6,27	348,361	2184,22	- 345,079	1,667
- 0,59058	- 42,581	+ 25,147	5,36	386,456	2071,40	- 228,234	1,818
- 0,23058	- 22,133	+ 5,103	4,43	425,236	1883,80	- 98,051	2,000
+ 0,03942	+ 4,409	+ 0,174	3,47	388,119	1346,77	+ 15,299	2,105
+ 0,24942	+ 32,844	+ 8,192	2,49	327,883	816,43	+ 81,782	2,222
+ 0,41942	+ 63,299	+ 26,549	1,50	226,380	339,57	+ 94,949	2,326
+ 0,47942	+ 83,477	+ 40,020	0,50	87,060	43,53	+ 41,738	2,439
	- 184,029	+ 254,230		2502,021	10920,28	- 1130,959	16,115
	+ 184,029					+ 233,768	
						- 897,191	

jedes folgende Moment aus dem vorhergehenden abgeleitet nach der Gleichung

$$M_{n+1} = M_n + Q_n \cdot e_n + P_n \cdot k_n,$$


Die Werte für die Einflußordinaten ergeben sich durch Division der in Zusammenstellungen 2, 3 und 4 ermittelten Werte der statischen

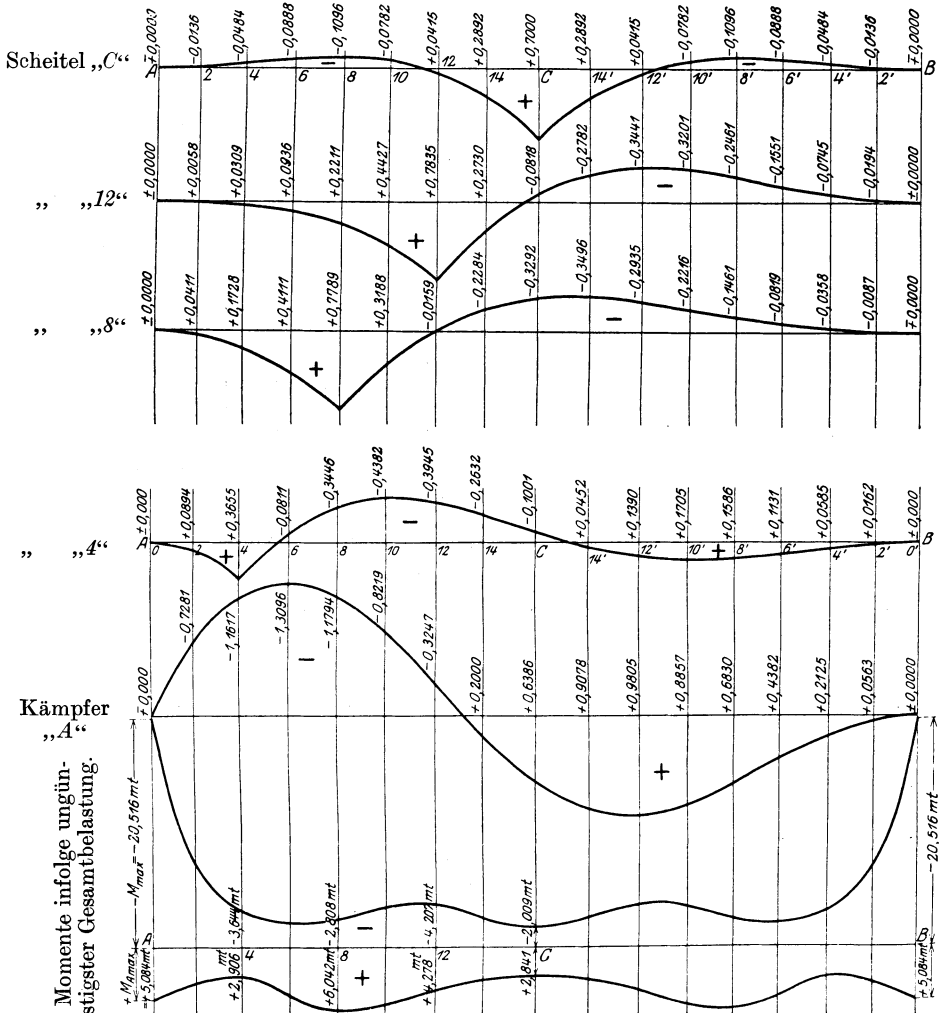


Fig. 55 d. Einflußlinien für verschiedene Querschnitte und Gesamtmomente,

Momente durch die bereits berechneten Nenner für H , V und M . Die so erhaltenen Werte wurden in den Zusammenstellungen 2, 3 und 4 den Zählerwerten beigeschrieben.

Ein Vergleich mit den vorher auf zeichnerischem Wege gefundenen Werten zeigt — soweit dies bei diesem Verfahren überhaupt möglich ist, eine recht gute Übereinstimmung. Man wird aber für die vorbereitende Entwurfsbearbeitung recht gut das graphische Verfahren empfehlen können, wenn es auch in diesem Falle an Genauigkeit hinter der analytischen Methode zurückbleibt.

Die so rechnerisch ermittelten Einflußordinaten werden nun benutzt, um die in Fig. 5 aufgezeichneten Einflußlinien für die statisch unbestimmten Größen H , V und M auftragen zu können.

Zusammenstellung 2.

$P=1$ in	Zähler der Einflußordinaten von H $\left[\sum_a^{-l/2} w y (a-x) \right]$	H	$P=1$ in	H
Kämpfer rechts				
B	= 0,00	0,000	A	0,000
2'	— 64,279 · 0,44 =— 28,283	0,0523	2	0,0523
4'	— 28,283 — 64,279 · 0,895 — 55,036 · 0,455 =— 110,854	0,2050	4	0,2050
6'	— 110,854 — 119,315 · 0,92 — 42,581 · 0,465 =— 240,424	0,4447	6	0,4447
8'	— 240,424 — 161,896 · 0,945 — 22,133 · 0,48 =— 404,040	0,7473	8	0,7473
10'	— 404,040 — 184,029 · 0,97 + 4,409 · 0,49 =— 580,388	1,0734	10	1,0734
12'	— 580,388 — 179,620 · 0,985 + 32,844 · 0,495 =— 741,056	1,3706	12	1,3706
14'	— 741,056 — 146,776 · 0,995 + 63,299 · 0,50 =— 855,449	1,5821	14	1,5821
Scheitel	— 855,499 — 83,477 · 1,00 + 83,477 · 0,50 =— <u>897,188</u>	1,6594	C	1,6594

Zur Kontrolle muß der unterstrichene Wert der letzten Reihe gleich sein dem in Zusammenstellung 1 ermittelten Werte $\sum_0^{-l/2} w y \cdot x$, was mit ganz unwesentlicher Abweichung auch der Fall ist.

Zusammenstellung 3.

P in	Zähler der Einflußordinaten von V $\left[\sum_a^{-l/2} w x (a-x) \right]$	V	$P=1$ in	V
B	= 0,00	0,000	A	1,000
2'	312,526 · 0,44 = 137,511	0,0063	2	0,9937
4'	137,511 + 312,526 · 0,895 + 348,361 · 0,455 = 575,726	0,0264	4	0,9736
6'	575,726 + 660,887 · 0,92 + 386,456 · 0,465 = 1363,445	0,0624	6	0,9376
8'	1363,445 + 1047,343 · 0,945 + 425,236 · 0,48 = 2557,297	0,1171	8	0,8829
10'	2557,297 + 1472,579 · 0,97 + 388,119 · 0,49 = 4175,877	0,1912	10	0,8088
12'	4175,877 + 1860,698 · 0,985 + 327,883 · 0,495 = 6170,966	0,2826	12	0,7174
14'	6170,966 + 2188,581 · 0,995 + 226,380 · 0,50 = 8461,795	0,3875	14	0,6125
C	8461,795 + 2414,961 · 1,00 + 87,060 · 0,50 = <u>10920,286</u>	0,5000	C	0,5000

Der unterstrichene Wert der letzten Reihe muß zur Kontrolle mit dem in Zusammenstellung 1 berechneten Werte $\sum_0^{-l/2} w \cdot x^2$ übereinstimmen.

Zusammenstellung 4.

P in	Zähler der Einflußordinaten von $M \left[\sum_a^{-l/2} w (a-x) \right]$	M	$P=1$ in	M
B		= 0,00	A	7,5900
2'		43,71 · 0,44 = 19,232	2	6,7215
4'	19,232 + 43,71 · 0,895	+ 55,56 · 0,455 = 83,633	4	5,8650
6'	83,633 + 99,27 · 0,92	+ 72,10 · 0,465 = 208,488	6	5,0197
8'	208,488 + 171,37 · 0,945	+ 95,99 · 0,48 = 416,507	8	4,1991
10'	416,507 + 267,36 · 0,97	+ 111,85 · 0,49 = 730,653	10	3,4170
12'	730,653 + 379,21 · 0,985	+ 131,68 · 0,495 = 1169,357	12	2,6944
14'	1169,357 + 510,89 · 0,995	+ 150,92 · 0,50 = 1753,152	14	2,0486
C	1753,152 + 661,81 · 1,00	+ 174,12 · 0,50 = <u>2502,022</u>	C	1,4965

Der in der letzten Spalte unterstrichene Wert muß dem in Zusammenstellung 1 ermittelten für den Ausdruck $\sum_0^{-l/2} w \cdot x$ gleich sein.

c) Ermittlung der Einflußlinien für die Momente verschiedener Querschnitte.

Wir erhalten allgemein das Moment M_n in einem Querschnitt mit den Ordinaten (x und y) aus der Gleichung:

$$M_n = M_{0n} + M - H \cdot y_n - V \cdot x_n.$$

Mit Hilfe dieser Gleichung sind nun für den Querschnitt im Scheitel, für die Querschnitte „12“, „8“, „4“ und für den Kämpferquerschnitt mit den Zusammenstellungen 5—9 die Einflußordinaten für die Querschnittsmomente bezogen auf die Achse des Bogens berechnet. In Fig. 55d sind die entsprechenden Einflußlinien aufgezeichnet.

Zusammenstellung 5.

Einflußordinaten der Querschnittsmomente im Scheitel.

$$M_s = M_{0s} + M - H \cdot y_s - V \cdot x_s; \quad x_s = 0,0 \text{ m}; \quad y_s = +0,48 \text{ m}.$$

$P=1$ in	M_0	M	$-H \cdot y_s$	M	$P=1$ in	M_0	M	$-H \cdot y$	M
B	0,00	+ 0,000	- 0,0000	± 0,0000	A	- 7,590	+ 7,5900	- 0,0000	± 0,0000
2'	0,00	+ 0,0115	- 0,0251	- 0,0136	2	- 6,710	+ 6,7215	- 0,0251	- 0,0136
4'	0,00	+ 0,0500	- 0,0984	- 0,0484	4	- 5,815	+ 5,8650	- 0,0984	- 0,0484
6'	0,00	+ 0,1247	- 0,2135	- 0,0888	6	- 4,895	+ 5,0197	- 0,2135	- 0,0888
8'	0,00	+ 0,2491	- 0,3587	- 0,1096	8	- 3,950	+ 4,1991	- 0,3587	- 0,1096
10'	0,00	+ 0,4370	- 0,5152	- 0,0782	10	- 2,980	+ 3,4170	- 0,5152	- 0,0782
12'	0,00	+ 0,6994	- 0,6579	+ 0,0415	12	- 1,995	+ 2,6944	- 0,6579	+ 0,0415
14'	0,00	+ 1,0486	- 0,7594	+ 0,2892	14	- 1,000	+ 2,0486	- 0,7594	+ 0,2892
C	0,00	+ 1,4965	- 0,7965	+ 0,7000	C	- 0,000	+ 1,4965	- 0,7965	+ 0,7000

Zusammenstellung 6.

Einflußordinaten der Querschnittsmomente im Schnitt „12“.

$$M_{12} = M_{012} + M - H \cdot y_{12} - V \cdot x_{12}; \quad x_{12} = +1,995 \text{ m}; \quad y_{12} = +0,35 \text{ m}.$$

$P=1$ in	M_0	M	$-H \cdot y$	$-V \cdot x$	M
<i>B</i>	0,000	+ 0,0000	— 0,0000	— 0,0000	± 0,0000
2'	0,000	+ 0,0115	— 0,0183	— 0,0126	— 0,0194
4'	0,000	+ 0,0500	— 0,0718	— 0,0527	— 0,0745
6'	0,000	+ 0,1247	— 0,1556	— 0,1242	— 0,1551
8'	0,000	+ 0,2491	— 0,2616	— 0,2336	— 0,2461
10'	0,000	+ 0,4370	— 0,3757	— 0,3814	— 0,3201
12'	0,000	+ 0,6994	— 0,4797	— 0,5638	— 0,3441
14'	0,000	+ 1,0486	— 0,5537	— 0,7731	— 0,2782
<i>C</i>	0,000	+ 1,4965	— 0,5808	— 0,9975	— 0,0818
14'	0,000	+ 2,0486	— 0,5537	— 1,2219	+ 0,2730
12	0,000	+ 2,6944	— 0,4797	— 1,4312	+ 0,7835
10	— 0,9850	+ 3,4170	— 0,3757	— 1,6136	+ 0,4427
8	— 1,9550	+ 4,1991	— 0,2616	— 1,7614	+ 0,2211
6	— 2,9000	+ 5,0197	— 0,1556	— 1,8705	+ 0,0936
4	— 3,8200	+ 5,8650	— 0,0718	— 1,9423	+ 0,0309
2	— 4,7150	+ 6,7215	— 0,0183	— 1,9824	+ 0,0058
<i>A</i>	— 5,5950	+ 7,5900	— 0,0000	— 1,9950	± 0,0000

Zusammenstellung 7.

Einflußordinaten der Querschnittsmomente in Schnitt „8“.

$$M_8 = M_{08} + M - H y_8 - V x_8; \quad x_8 = +3,95 \text{ m}; \quad y_8 = -0,09 \text{ m}.$$

$P=1$ in	M_0	M	$-H \cdot y$	$-V \cdot x$	M
<i>B</i>	0,000	+ 0,0000	+ 0,0000	— 0,0000	± 0,0000
2'	0,000	+ 0,0115	+ 0,0047	— 0,0249	— 0,0087
4'	0,000	+ 0,0500	+ 0,0185	— 0,1043	— 0,0358
6'	0,000	+ 0,1247	+ 0,0399	— 0,2465	— 0,0819
8'	0,000	+ 0,2491	+ 0,0673	— 0,4625	— 0,1461
10'	0,000	+ 0,4370	+ 0,0966	— 0,7552	— 0,2216
12'	0,000	+ 0,6994	+ 0,1234	— 1,1163	— 0,2935
14'	0,000	+ 1,0486	+ 0,1424	— 1,5306	— 0,3496
<i>C</i>	0,000	+ 1,4965	+ 0,1493	— 1,9750	— 0,3292
14	0,000	+ 2,0486	+ 0,1424	— 2,4194	— 0,2284
12	0,000	+ 2,6944	+ 0,1234	— 2,8337	— 0,0159
10	0,0000	+ 3,4170	+ 0,0966	— 3,1948	+ 0,3188
8	0,0000	+ 4,1991	+ 0,0673	— 3,4875	+ 0,7789
6	— 0,9450	+ 5,0197	+ 0,0399	— 3,7035	+ 0,4111
4	— 1,8650	+ 5,8650	+ 0,0185	— 3,8457	+ 0,1728
2	— 2,7600	+ 6,7215	+ 0,0047	— 3,9251	+ 0,0411
<i>A</i>	— 3,6400	+ 7,5900	+ 0,0000	— 3,9500	± 0,0000

Zusammenstellung 8.

Einflußordinaten der Querschnittsmomente in Schnitt „4“.

$$M_A = M_{0,4} + M - H y_A - V \cdot x_A;$$

$$x_A = +5,815 \text{ m}; \quad y_A = -0,79 \text{ m.}$$

$P = 1$ in	M_0	M	$-H \cdot y$	$-V \cdot x$	M
<i>B</i>	0,00	+ 0,0000	+ 0,0000	— 0,0000	± 0,0000
2'	0,00	+ 0,0115	+ 0,0413	— 0,0366	+ 0,0162
4'	0,00	+ 0,0500	+ 0,1620	— 0,1535	+ 0,0585
6'	0,00	+ 0,1247	+ 0,3513	— 0,3629	+ 0,1131
8'	0,00	+ 0,2491	+ 0,5904	— 0,6809	+ 0,1586
10'	0,00	+ 0,4370	+ 0,8480	— 1,1145	+ 0,1705
12'	0,00	+ 0,6994	+ 1,0828	— 1,6432	+ 0,1390
14'	0,00	+ 1,0486	+ 1,2499	— 2,2533	+ 0,0452
<i>C</i>	0,00	+ 1,4965	+ 1,3109	— 2,9075	— 0,1001
14	0,00	+ 2,0486	+ 1,2499	— 3,5617	— 0,2632
12	0,00	+ 2,6944	+ 1,0828	— 4,1717	— 0,3945
10	0,00	+ 3,4170	+ 0,8480	— 4,7032	— 0,4382
8	0,00	+ 4,1991	+ 0,5904	— 5,1341	— 0,3446
6	0,00	+ 5,0197	+ 0,3513	— 5,4521	— 0,0811
4	0,00	+ 5,8650	+ 0,1620	— 5,6615	+ 0,3655
2	— 0,8950	+ 6,7215	+ 0,0413	— 5,7784	+ 0,0894
<i>A</i>	— 1,7750	+ 7,5900	+ 0,0000	— 5,8150	± 0,0000

Zusammenstellung 9.

Einflußordinaten der Querschnittsmomente im Kämpfer „A“.

$$M_A = M_{0,A} + M - H \cdot y_A - V x_A;$$

$$x_A = +7,59 \text{ m}; \quad y_A = -1,77 \text{ m.}$$

$P = 1$ in	M_0	M	$-H \cdot y$	$-V \cdot x$	M
<i>B</i>	0,00	+ 0,0000	+ 0,0000	— 0,0000	± 0,0000
2'	0,00	+ 0,0115	+ 0,0926	— 0,0478	+ 0,0563
4'	0,00	+ 0,0500	+ 0,3629	— 0,2004	+ 0,2125
6'	0,00	+ 0,1247	+ 0,7871	— 0,4736	+ 0,4382
8'	0,00	+ 0,2491	+ 1,3227	— 0,8888	+ 0,6830
10'	0,00	+ 0,4370	+ 1,8999	— 1,4512	+ 0,8857
12'	0,00	+ 0,6994	+ 2,4260	— 2,1449	+ 0,9805
14'	0,00	+ 1,0486	+ 2,8003	— 2,9411	+ 0,9078
<i>C</i>	0,00	+ 1,4965	+ 2,9371	— 3,7950	+ 0,6386
14	0,00	+ 2,0486	+ 2,8003	— 4,6489	+ 0,2000
12	0,00	+ 2,6944	+ 2,4260	— 5,4451	— 0,3247
10	0,00	+ 3,4170	+ 1,8999	— 6,1388	— 0,8219
8	0,00	+ 4,1991	+ 1,3227	— 6,7012	— 1,1794
6	0,00	+ 5,0197	+ 0,7871	— 7,1164	— 1,3096
4	0,00	+ 5,8650	+ 0,3629	— 7,3896	— 1,1617
2	0,00	+ 6,7215	+ 0,0926	— 7,5422	— 0,7281
<i>A</i>	0,00	+ 7,5900	+ 0,0000	— 7,5900	± 0,0000

c) Ermittlung der Querschnittskräfte und der Spannungen.
Infolge ständiger Belastung:

Zunächst ermitteln wir mit Hilfe der auf Eisenbeton ($\gamma = 2,4 \text{ t/cbm}$) reduzierten Belastungslinie die auf jede Lamellenbreite entfallenden Eigengewichte. Es ergeben sich auf diese Weise die in Fig. 56 a eingeschriebenen Belastungswerte bei einem Gewicht der Überschüttung von $2,0 \text{ t/cbm}$.

Mit Hilfe dieses Belastungsschemas für ständige Last und den entsprechenden Einflußlinien ermitteln sich die verschiedenen Größen nach bereits bekannten Verfahren für einen Gewölbestreifen von 1 m Breite wie folgt:

Der Horizontalschub H_g infolge ständiger Last (Fig. 55 c):

Lam.	Inhalt der Einflußfläche	$g \text{ t/lf. m}$	Horizontalschub
I	$0,88 \cdot 0,05 \cdot 1/2 = 0,022$	$\times 6,60$	0,143
II	$0,895 \cdot 0,130 = 0,116$	$\times 5,35$	0,620
III	$0,92 \cdot 0,325 = 0,299$	$\times 4,44$	1,328
IV	$0,945 \cdot 0,600 = 0,567$	$\times 3,60$	2,040
V	$0,97 \cdot 0,910 = 0,883$	$\times 2,98$	2,630
VI	$0,985 \cdot 1,220 = 1,200$	$\times 2,52$	3,025
VII	$0,995 \cdot 1,470 = 1,460$	$\times 2,21$	3,230
VIII	$1,00 \cdot 1,620 = 1,620$	$\times 2,01$	3,258

$$\sum_{i=1}^8 = 16,274$$

Demnach ergibt sich der gesamte Horizontalschub der symmetrischen Belastung halber:

$$H_g = 2 \cdot 16,274 = 32,548 \text{ t.}$$

Die Vertikalkraft V_g infolge ständiger Last wird, da der Bogen symmetrisch belastet ist, gleich der Hälfte des Gesamteigengewichtes der Gewölbekonstruktion, d. h. gleich der Summe der Lamellengewichte I bis VIII der linken Bogenhälfte.

$$V_g = 5,70 + 4,80 + 4,10 + 3,40 + 2,88 + 2,38 + 2,20 + 2,02 = 27,48 \text{ t.}$$

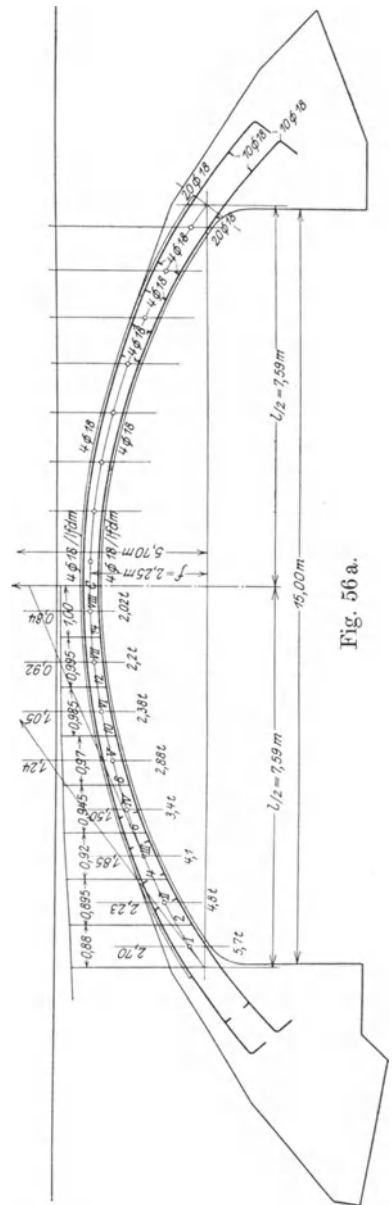


Fig. 56 a.

Das Moment M_g im elastischen Schwerpunkt infolge ständiger Last ergibt sich mit Hilfe der in Fig. 55c aufgezichneten Einflußlinie:

Lam.	Inhalt der Einflußfläche	g t/lfd. m	Moment
I'	$0,88 \cdot 0,011 \cdot \frac{1}{2} = 0,0046$	6,50	0,030
II'	$0,895 \cdot 0,030 = 0,0268$	5,35	0,143
III'	$0,92 \cdot 0,085 = 0,0781$	4,44	0,347
IV'	$0,945 \cdot 0,185 = 0,175$	3,60	0,630
V'	$0,97 \cdot 0,343 = 0,333$	2,98	0,992
VI'	$0,985 \cdot 0,568 = 0,559$	2,52	1,410
VII'	$0,995 \cdot 0,872 = 0,867$	2,21	1,915
VIII'	$1,00 \cdot 1,272 = 1,272$	2,02	2,570

$$\sum_{-l/2}^0 = 8,037$$

Lam.	Inhalt der Einflußfläche	g t/lfd. m	Moment
I	$0,88 \cdot 7,105 = 6,25$	6,50	40,60
II	$0,895 \cdot 6,293 = 5,63$	5,35	30,10
III	$0,92 \cdot 5,442 = 5,00$	4,44	22,20
IV	$0,945 \cdot 4,609 = 4,35$	3,60	15,65
V	$0,97 \cdot 3,808 = 3,69$	2,98	11,00
VI	$0,985 \cdot 3,055 = 3,00$	2,52	7,56
VII	$0,995 \cdot 2,371 = 2,36$	2,21	5,22
VIII	$1,00 \cdot 1,772 = 1,772$	2,02	3,58

$$\sum_{+l/2}^0 = 135,91$$

Insgesamt wird demnach das Einspannmoment im elastischen Schwerpunkt:

$$M_g = 8,037 + 135,91 = 143,947 \text{ mt.}$$

Das Einspannmoment des Bogens im Kämpfer M_A ergibt sich nun mit Hilfe der oben berechneten Werte nach der allgemeinen Gleichung:

$$M_A = M_{0A} + M_g - H_g \cdot y_A - V_g \cdot x_A;$$

$$y_A = c = -1,77 \text{ m};$$

$$x_A = l/2 = 7,59 \text{ m};$$

$$M_A = 0,00 + 143,947 - 32,548 \cdot (-1,77) - 27,48 \cdot (+7,59) = -7,015 \text{ mt};$$

$$H = H_g = 32,548 \text{ t};$$

$$V = V_g = 27,48 \text{ t.}$$

Das Eigengewichtsmoment in Schnitt „4“ ist:

$$M_{0A} = -(5,7 \cdot 1,335 + 4,8 \cdot 0,455) = -9,793 \text{ mt};$$

mit $x_1 = +5,815$ m und $y_1 = -0,79$ m wird:

$$M_{g4} = -9,793 + 143,947 - 32,548 \cdot (-0,79) - \\ - 27,48 \cdot (+5,815) = +0,071 \text{ mt};$$

$$H = H_g = 32,548 \text{ t};$$

$$V = 27,48 - (5,7 + 4,8) = +16,98 \text{ t.}$$

Das Eigengewichtsmoment in Schnitt „8“:

$$M_{08} = -(9,793 + 10,50 \cdot 1,865 + 4,1 \cdot 1,41 + 3,4 \cdot 0,48) = -36,788 \text{ mt}$$

mit $x_8 = +3,95$ m und $y_8 = -0,09$ m wird:

$$M_{g8} = 36,788 + 143,947 - 32,548 \cdot (-0,09) - \\ - 27,48 \cdot (+3,95) = +1,542 \text{ mt};$$

$$H = H_g = 32,548 \text{ t};$$

$$V = 27,48 - (5,7 + 4,8 + 4,1 + 3,4) = 9,48 \text{ t.}$$

Das Eigengewichtsmoment in Schnitt „12“:

$$M_{012} = -(36,788 + 18,00 \cdot 1,955 + 2,88 \cdot 1,475 + 2,38 \cdot 0,495) \\ = -78,124 \text{ mt}$$

mit $x_{12} = +1,995$ m und $y_{12} = +0,35$ m wird:

$$M_{g12} = -78,124 + 143,947 - 32,548 \cdot (+0,35) - \\ - 27,48 \cdot (+1,995) = -0,392 \text{ mt};$$

$$H = H_g = 32,548 \text{ t};$$

$$V = 27,48 - (5,7 + 4,8 + 4,1 + 3,4 + 2,88 + 2,38) = 4,22 \text{ t.}$$

Das Eigengewichtsmoment im Scheitel „C“:

$$M_{0c} = -(78,124 + 23,26 \cdot 1,995 + 2,20 \cdot 1,50 + 2,02 \cdot 0,50) = -128,733 \text{ mt}$$

mit $x_s = 0,0$ m und $y_s = +0,48$ m wird:

$$M_{gs} = -128,733 + 143,947 - 32,548 (+0,48) \\ - 27,48 \cdot (0,0) = -0,409 \text{ mt};$$

$$H = H_g = 32,548 \text{ t};$$

$$V = 27,48 - (5,7 + 4,8 + 4,1 + 3,4 + 2,88 + 2,38 + 2,20 \\ + 2,02) = 0,00.$$

Infolge Verkehrsbelastung.

Als Verkehrsbelastung kommt der für Hauptbahnen geltende Belastungszug mit 17 t Lokomotivachsen- und 13 t Wagenachsenlast in Betracht (siehe Fig. 56 b).

Mit diesem Belastungsschema und den bereits ermittelten Einflußlinien in Fig. 55 a und b ergeben sich nun für die in Frage stehenden Querschnitte nachfolgende Größtwerte bei einer Belastungsbreite von 4,50 m.

GrößtWert des Horizontalschubes:

$$H_{p\max} = (1,66 + 2 \cdot 1,485 + 2 \cdot 1,073) \cdot 17,0 + (0,000) \cdot 13,0 = 115,0 \text{ t.}$$

GrößtWert der Vertikalkraft im Kämpfer:

$$V_{p\max} = (1,00 + 0,98 + 0,92 + 0,815 + 0,67) \cdot 17,0 \\ + (0,20 + 0,09 + 0,025) \cdot 13,0 = 58,0 + 4,10 = 62,10.$$

Der dieser Laststellung entsprechende Horizontalschub wird:

$$H_p = (0,00 + 0,16 + 0,54 + 1,04 + 1,47) \cdot 17,0 \\ + (1,10 + 0,60 + 0,19) \cdot 13,0 = 54,60 + 24,6 = 79,20 \text{ t.}$$

GrößtWerte des Momentes im Scheitel:

$$\text{pos. } M_{C\max} = (+0,700 + 2 \cdot 0,160 - 2 \cdot 0,08) \cdot 17,0 = +14,62 \text{ mt.}$$

Der ungünstigsten Laststellung entspricht:

$$H = (1,66 + 2 \cdot 1,485 + 2 \cdot 1,073) \cdot 17,0 = 115,0 \text{ t;} \\ V^l = (+0,500 + 0,337 + 0,193 - 0,193 - 0,337) \cdot 17,0 = +8,5 \text{ t;}$$

$$\text{neg. } M_{C\max} = -[(0,090 + 0,100 + 0,050) \cdot 17,0 \\ + (0,090 + 0,100 + 0,050) \cdot 13] = -7,20 \text{ mt.}$$

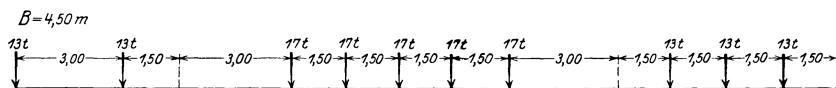


Fig. 56 b.

Der ungünstigsten Laststellung entspricht:

$$H = (0,160 + 0,540 + 1,04) \cdot 17,0 + (0,160 + 0,540 + 1,04) \cdot 13,0 = 52,2 \text{ t;} \\ V = +(0,020 + 0,080 + 0,190) \cdot 17,0 - (0,020 + 0,080 + 0,190) \cdot 13,0 = \\ = +1,16 \text{ t.}$$

GrößtWerte der Momente in Schnitt „12“:

$$\text{pos. } M_{12\max} = +(0,7835 + 0,300 + 0,080 + 0,006 + 0,065) \cdot 17,0 = +21,0 \text{ mt.}$$

Dieser Laststellung entspricht:

$$H = (1,3706 + 1,630 + 0,900 + 0,410 + 0,085) \cdot 17,0 = 76,5 \text{ t;} \\ V^l = [(0,7174 + 0,553) - (0,150 + 0,06 + 0,007)] \cdot 17,0 \\ = +17,70 \text{ t;}$$

$$\text{neg. } M_{12\max} = -(0,218 + 0,3441 + 0,280 + 0,140 + 0,025) \cdot 17,0 \\ = -17,14 \text{ mt.}$$

Dieser Laststellung entspricht:

$$H = (1,3706 + 1,630 + 0,900 + 0,410 + 0,085) \cdot 17,0 = 76,5 \text{ t;} \\ V^l = (0,445 + 0,2826 + 0,150 + 0,006 + 0,007) \cdot 17,0 = +16,05 \text{ t.}$$

GrößtWerte der Momente in Schnitt „8“:

$$\text{pos. } M_{8\max} = +(0,7789 + 0,265 + 0,025 + 0,120) \cdot 17,0 = +20,20 \text{ mt.}$$

Dieser Laststellung entspricht:

$$H = (0,7473 + 0,300 + 0,030 + 1,245) \cdot 17,0 = 39,5 \text{ t};$$

$$V' = [(0,8829 + 0,758) - (0,041 + 0,005)] \cdot 17,0 = +27,1 \text{ t};$$

$$\text{neg. } M_{8 \max} = -(0,170 + 0,340 + 0,330 + 0,210 + 0,100) \cdot 17,0 = -19,55 \text{ mt.}$$

Dieser Laststellung entspricht:

$$H = (1,510 + 1,658 + 1,460 + 1,040 + 0,540) \cdot 17,0 = 105,5 \text{ t};$$

$$V^2 = +(0,652 + 0,490 + 0,325 + 0,185 + 0,08) \cdot 17,0 = +29,0 \text{ t.}$$

Größtwerte der Momente in Schnitt „4“:

$$\begin{aligned} \text{pos. } M_{4 \max} &= +(0,110 + 0,170 + 0,140 + 0,050) \cdot 17,0 + (0,3655) \cdot 13,0 \\ &= 8,00 + 4,75 = +12,75 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Dieser Laststellung entspricht:

$$\begin{aligned} H &= (1,470 + 1,040 + 0,540 + 0,160) \cdot 17,0 + (0,205) \cdot 13,0 \\ &= 57,27 \text{ t}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V' &= +(0,328 + 0,185 + 0,080 + 0,020) \cdot 17,0 + (0,9736) \cdot 13,0 \\ &= +23,05 \text{ t}; \end{aligned}$$

$$\text{neg. } M_{4 \max} = -(0,380 + 0,400 + 0,210 - 0,03 - 0,03) \cdot 17,0 = -16,7 \text{ mt.}$$

Dieser Laststellung entspricht:

$$H = (1,610 + 1,620 + 1,320 + 0,830 + 0,360) \cdot 17,0 = 97,6 \text{ t};$$

$$V = +(0,950 + 0,865 + 0,735 + 0,580 + 0,410) \cdot 17,0 = +60,2 \text{ t.}$$

Größtwerte der Momente im Kämpfer „A“:

$$\text{pos. } M_{A \max} = +(0,330 + 0,850 + 0,965 + 0,725 + 0,330) \cdot 17,0 = 54,5 \text{ mt.}$$

Dieser Laststellung entspricht:

$$H = (1,610 + 1,620 + 1,30 + 0,820 + 0,370) \cdot 17,0 = 97,4 \text{ t};$$

$$V = +(0,58 + 0,415 + 0,260 + 0,130 + 0,06) \cdot 17,0 = +24,6 \text{ t};$$

$$\text{neg. } M_{A \max} = -(0,740 + 1,290 + 1,10 + 0,440) \cdot 17,0 = -60,7 \text{ mt.}$$

Dieser Laststellung entspricht:

$$H = (0,0523 + 0,360 + 0,825 + 1,315) \cdot 17,0 = 43,4 \text{ t};$$

$$V = +(0,9937 + 0,952 + 0,870 + 0,737) \cdot 17,0 = +60,4 \text{ t.}$$

In umstehender Zusammenstellung werden die Querschnittskräfte für einen Gewölbestreifen von 1,00 m Breite in ihren Größtwerten ermittelt. Es sind dabei die vorher erhaltenen Werte für Verkehrsbelastung durch die Belastungsbreite $B = 4,50 \text{ m}$ (Entfernung der Gleismitten!) dividiert. In Fig. 55 d unten sind die Momente infolge ungünstigster Gesamtbelastung aufgetragen.

Querschnitt	Biegemomente				Längskräfte, die der für die Momente ungünstigsten Laststellung entsprechen											
	infolge Verkehrsbelastung		Grenzwerte bei Vollbelastung		infolge ständiger Last		infolge Verkehrsbelastung		Grenzwerte infolge Vollbelastung		infolge Verkehrsbelastung		Grenzwerte infolge Vollbelastung			
	pos.		neg.		pos.		neg.		für positive Größtwerte		für negative Größtwerte		für positive Größtwerte		für negative Größtwerte	
	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V
Scheitel C	-0,409	3,25	1,60	2,009	32,548	0,00	25,58	1,89	11,60	0,258	58,128	1,89	44,148	0,258	42,198	40,90
12	-0,392	4,67	3,815	4,207	32,548	4,22	17,00	3,98	17,00	3,57	49,548	8,20	49,548	7,79	49,548	7,79
8	+1,542	4,50	4,350	2,808	32,548	9,48	8,78	6,03	23,48	6,45	41,328	15,51	56,028	15,93	56,028	15,93
4	+0,071	2,835	3,715	3,644	32,548	16,98	12,72	5,13	21,70	13,38	45,268	22,11	54,248	30,36	54,248	30,36
Kämpfer A	-7,016	12,10	-13,50	-20,516	32,548	27,48	21,63	5,47	9,65	13,42	54,178	32,95	42,198	40,90	42,198	40,90

Infolge Wärmeänderung:
 Der Horizontalschub infolge einer Wärmeänderung von $t = \pm 20^\circ\text{C}$ ergibt sich aus der allgemein gültigen Gleichung:

$$H_t = \pm \frac{E \cdot \beta \cdot t \cdot l}{\sum w y^2 + \sum \frac{\Delta s}{F}};$$

Mit $\beta = 0,00001$ und $E = 2100000 \text{ t/m}^2$ ergibt sich nun mit Hilfe des bereits auf Beilage 1 berechneten Nennerwertes:

$$H_t = \pm \frac{2100000 \cdot 0,00001 \cdot 20 \cdot 2 \cdot 7,59}{540,69} = \pm 11,8 \text{ t.}$$

Die Momente, bezogen auf die Bogenachse, ergeben sich aus der allgemeinen Gleichung:

$$M = M_0 + M - H \cdot y - V \cdot x,$$

da $M_0 = 0$, $M = 0$ und $V = 0$, zu $M = -H y$.

Für den Scheitel also:
 $M_{tC} = -[\pm 11,8 \cdot (+0,48)] = \mp 5,66 \text{ mt};$
 für Querschnitt „12“:
 $M_{t_{12}} = -[\pm 11,8 \cdot (+0,35)] = \mp 4,13 \text{ mt};$
 für Querschnitt „8“:
 $M_{t_8} = -[\pm 11,8 \cdot (-0,09)] = \pm 1,06 \text{ mt};$
 für Querschnitt „4“:
 $M_{t_4} = -[\pm 11,8 \cdot (-0,79)] = \pm 9,32 \text{ mt};$
 für den Kämpfer:
 $M_{tA} = -[\pm 11,8 \cdot (-1,77)] = \pm 20,90 \text{ mt.}$

d) Spannungsermittlung für verschiedene Querschnitte.
 Mit Hilfe der im vorigen Abschnitt ermittelten Größtwerte der Querschnittskräfte berechnen sich die Spannungen in den verschiedenen Querschnitten folgendermaßen:

Für den Scheitelquerschnitt:

für das pos. Größtmoment $M_{C \max} = + 2,841 \text{ mt} = + 284\,100 \text{ cmkg}$
ergab sich: $H = 58,128 \text{ t}$; $V = 1,89 \text{ t}$.

Da nun im Scheitel der Winkel, den die Tangente an die ideelle Bogenachse mit der Horizontalen bildet, gleich Null ist, so ist Horizontal- und Vertikalkraft gleichzeitig Normal- und Querkraft im Schnitte senkrecht zur Bogenachse. Es ist aber:

$$N_C = H = 58,126 \text{ t} = 58\,128 \text{ kg};$$

$$Q_C = V = 1,89 \text{ t} = 1\,890 \text{ kg}.$$

Treten nur Druckspannungen im Querschnitte auf, so berechnen wir sie aus der allgemein für homogene Querschnitte geltenden Gleichung:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M \cdot e}{J_n}.$$

Auch im Falle ganz geringer Zugspannungen läßt sich diese Gleichung noch anwenden.

Der Querschnitt 100/40, symmetrisch bewehrt, gibt:

$$F_e = 4 \varnothing 18 = 10,18 \text{ cm}^2;$$

$$F = b \cdot h + 2n \cdot F_e = 100 \cdot 40 + 2 \cdot 10 \cdot 10,18 = 4203,6 \text{ cm}^2;$$

$$J_n = \frac{b \cdot h^3}{12} + 2n \cdot F_e \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = \frac{100 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 10,18 \cdot \left(\frac{40}{2} - 3 \right)^2 = 592\,800 \text{ cm}^4;$$

$$e = \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}.$$

Mit diesen Werten ergibt sich:

$$\sigma = \frac{(+58\,128)}{4203,6} \pm \frac{(+284\,100) \cdot 20}{592\,800} = 13,80 \pm 9,60;$$

$$\sigma_o = +23,40 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = +4,20 \text{ kg/cm}^2.$$

Wie wir sehen, treten nur Druckspannungen auf, die innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben.

Die Zusatzspannungen infolge Wärmeänderung ergeben sich mit den auf vorher ermittelten Querschnittskräften wie folgt:

Bei Erwärmung um $+20^\circ \text{ C}$:

$$\sigma = \frac{(+11\,800)}{4203,6} \pm \frac{(-566\,000) \cdot 20}{592\,800} = 2,81 \mp 19,10;$$

$$\sigma_o = -16,29 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = +21,91 \text{ kg/cm}^2;$$

Bei Temperaturniedrigung um -20° C :

$$\sigma = \frac{(-11\,800)}{4203,6} \pm \frac{(+566\,000) \cdot 20}{592\,800} = -2,81 \pm 19,10;$$

$$\sigma_o = +16,29 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = -21,91 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Größtwerte der Spannungen infolge Eigengewichts-Verkehrsbelastung und jeweils ungünstigsten Wärmeänderung ergeben sich sonach:

$$\sigma_0 \max = +23,40 + 16,29 = +39,69 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_u \max = +4,20 - 21,91 = -17,71 \text{ kg/cm}^2.$$

Auch diese Spannungen bleiben innerhalb der zulässigen Grenzen.

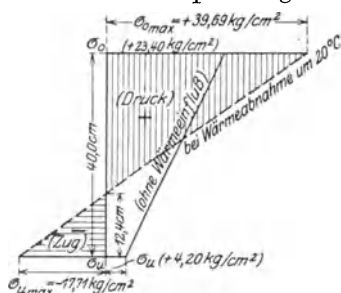


Fig. 56 c. Spannungsverteilung im Scheitelquerschnitt.

Wollen wir die Spannung der Eisen in der Zugzone ermitteln, für den Fall, daß sie die Gesamtzugspannungen aufnehmen, so erhalten wir nach Fig. 56 c:

$$Z = \frac{17,71 \cdot 12,4}{2} \cdot 100 = 11\,000 \text{ kg};$$

und für $F_e = 4 \varnothing 18 = 10,18 \text{ cm}^2$ die Eisenzugspannung:

$$\sigma_{ez} = \frac{11\,000}{10,18} = 1080 \text{ kg/cm}^2.$$

Es bleiben also die Einspannungen in zulässigen Grenzen.

Die Schubspannung berechnet sich für $Q = 1890 \text{ kg}$ zu:

$$\tau = \frac{Q \cdot S'_n}{b \cdot J_n};$$

$$S'_n = \left[100 \cdot \frac{20^2}{2} + 10 \cdot 10,18 \cdot (20 - 3) \right] = 21\,730 \text{ cm}^3;$$

$$\tau = \frac{1890 \cdot 21\,730}{100 \cdot 592\,800} = 0,694 \text{ kg/cm}^2.$$

Für das negative Größtmoment

$$M_{e \max} = -2,009 \text{ mt} = -200\,900 \text{ cmkg};$$

wobei

$$N_e = H = 44\,148 \text{ kg} \quad \text{und} \quad Q_e = V = 258 \text{ kg}$$

wird, bleiben die Spannungen, wie leicht ersichtlich, hinter den oben ermittelten zurück, da die Querschnittskräfte alle kleiner sind.

Für den Kämpferquerschnitt ergeben sich für das negative Größtmoment $M_{A \max} = -20,516 \text{ mt} = -2\,051\,600 \text{ cmkg}$:

$$H_A = 42\,198 \text{ kg}; \quad V_A = 40\,900 \text{ kg}.$$

Die Normal- und Querkraft für den Schnitt senkrecht zur Bogenachse berechnet sich aus den Werten H und V , wie Fig. 56 d zeigt, folgendermaßen:

$$R_x = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{42\,198^2 + 40\,900^2} = 58\,770 \text{ kg};$$

$$\text{tg } \alpha_r = \frac{V}{H} = \frac{40\,900}{42\,198} = 0,971;$$

$$\text{tg } \alpha_n = \frac{5,70}{7,59} = 0,751 \text{ (aus Fig. 56 a entnommen)}.$$

Daraus:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_n &= 36^\circ 54,4' \\ \alpha_r &= 44^\circ 10,0' \end{aligned} \right\} \alpha_n - \alpha_r = 7^\circ 15,6';$$

$$\cos(\alpha_n - \alpha_r) = 0,99198;$$

$$\sin(\alpha_n - \alpha_r) = 0,12637;$$

und damit ergibt sich

$$N_A = R_A \cos(\alpha_n - \alpha_r) = 58770 \cdot 0,99198 = 58300 \text{ kg};$$

$$Q_x = R_A \sin(\alpha_n - \alpha_r) = 58770 \cdot 0,12637 = 7500 \text{ kg}.$$

Der Querschnitt 100/66, symmetrisch bewehrt, mit:

$$F_e = 20 \varnothing 18 = 50,9 \text{ cm}^2;$$

$$F = 100 \cdot 66 + 2 \cdot 10 \cdot 50,9 = 7618 \text{ cm}^2;$$

$$J_n = \frac{100 \cdot 66^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 50,9 \left(\frac{66}{2} - 3 \right)^2 = 3316000 \text{ cm}^4;$$

$$e = \frac{66}{2} = 33 \text{ cm}.$$

Mit diesen Werten ergibt sich:

$$\sigma = \frac{(+58300)}{7618} \pm \frac{(-2051600) \cdot 33}{3316000} = 7,65 \mp 20,40;$$

$$\sigma_o = -12,75 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = +28,05 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Zusatzspannungen infolge Wärmeänderung berechnen sich mit den vorher ermittelten Querschnittskräften zu:

$$N_t = H_t \cdot \cos \alpha_n = \pm 11,8 \cdot 0,800 = \pm 9,44 \text{ t} = \pm 9440 \text{ kg};$$

$$\sigma = \frac{(\pm 9440)}{7618} \pm \frac{(\pm 2090000) \cdot 33}{3316000} = (\pm 1,24) \pm (\pm 20,80).$$

Bei Erwärmung:

$$\sigma_o = +22,04 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = -19,56 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Erkaltung:

$$\sigma_o = -22,04 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = +19,56 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Größtwerte der Spannungen infolge Eigengewichts-Verkehrbelastung und jeweils ungünstigster Wärmeänderung ergeben sich dann:

$$\sigma_{o \max} = -12,75 - 22,04 = -34,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{u \max} = +28,05 + 19,56 = +47,61 \text{ kg/cm}^2$$

Berechnen wir nach Fig. 56 e die gesamte Zugkraft des gezogenen Querschnittsteiles:

$$Z = \frac{34,79 \cdot 27,9}{2} \cdot 100 = 48500 \text{ kg},$$

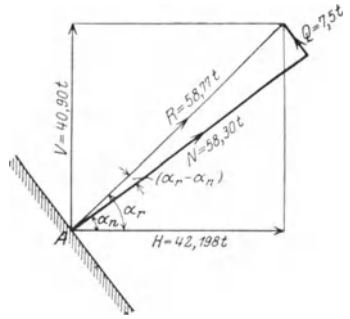
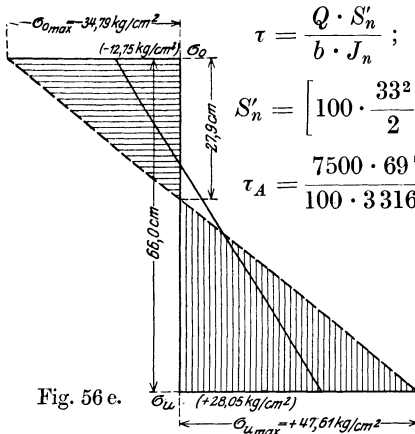


Fig. 56 d.

so erhalten wir bei einer Eiseneinlage von $20 \varnothing 18 = 50,9 \text{ cm}^2$ eine Eisenzugspannung

$$\sigma_{ez} = \frac{48\,500}{50,9} = 954 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubspannung ergibt sich mit $Q = 7500 \text{ kg}$:



$$\tau = \frac{Q \cdot S'_n}{b \cdot J_n};$$

$$S'_n = \left[100 \cdot \frac{33^2}{2} + 10 \cdot 50,9 \cdot (33 - 3) \right] = 69\,700 \text{ cm}^2;$$

$$\tau_A = \frac{7500 \cdot 69\,700}{100 \cdot 3\,316\,000} = 1,58 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschnitt „8“:

Für das positive Größtmoment

$$M_{\max} = +6,042 \text{ mt} = +604\,200 \text{ cmkg}$$

ergibt sich nach der Zusammenstellung $H = 41,328 \text{ t}$;

$$V = 15,51 \text{ t}.$$

Fig. 56 e.

Es berechnen sich die Normal- und Querkraft aus den Werten für H und V entsprechend:

$$R_8 = \sqrt{41,328^2 + 15,51^2} = 44,1 \text{ t} = 44\,100 \text{ kg};$$

$$\text{tg } \alpha_r = \frac{V}{H} = \frac{15,51}{41,328} = 0,376;$$

$$\text{tg } \alpha_n = \frac{1,15}{3,95} = 0,292 \text{ (aus Fig. 56 a entnommen).}$$

Daraus:

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_n = 16^\circ 15' \\ \alpha_r = 20^\circ 37' \end{array} \right\} \alpha_r - \alpha_n = 4^\circ 22';$$

$$\cos(\alpha_r - \alpha_n) = 0,997;$$

$$\sin(\alpha_r - \alpha_n) = 0,076.$$

Demnach ergibt sich:

$$N_8 = 44\,100 \cdot 0,997 = 44\,000 \text{ kg};$$

$$Q_8 = 44\,100 \cdot 0,076 = 3\,350 \text{ kg}.$$

Der Querschnitt 100/49, symmetrisch bewehrt, mit:

$$F_e = F'_e = 4 \varnothing 18 = 10,18 \text{ cm}^2;$$

$$F = 100 \cdot 49 + 2 \cdot 10 \cdot 10,18 = 5104 \text{ cm}^2;$$

$$\begin{aligned} J_n &= \frac{100 \cdot 49^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 10,18 \cdot \left(\frac{49}{2} - 3 \right)^2 = 980\,000 + 122\,250 \\ &= 1\,102\,250 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Die Spannungen sind:

$$\sigma = \frac{44\,000}{5104} \pm \frac{(+604\,200) \cdot 24,5}{1\,102\,250} = +8,64 \pm 13,40;$$

$$\sigma_0 = +22,04 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_u = -4,76 \text{ kg/cm}^2.$$

Die infolge Wärmeänderung auftretenden Zusatzbeanspruchungen ergeben sich aus:

$$N_t = H_t \cdot \cos \alpha_n = \pm 11,80 \cdot 0,960 = \pm 11,30 \text{ t,}$$

$$M_t = +1,06 \text{ mt}$$

zu:

$$\sigma = \frac{(\pm 11\,300)}{5104} \pm \frac{(\pm 106\,000) \cdot 24,5}{1\,102\,250} = (\pm 2,21) \pm (\pm 2,36).$$

Bei Erwärmung:

$$\sigma_0 = +4,57 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = +0,15 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Erkaltung:

$$\sigma_0 = -4,57 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = -0,15 \text{ kg/cm}^2.$$

Größtwert der Spannungen bei ungünstigster Gesamtbelastung:

Größte Druckbeanspruchung:

$$\sigma_{0 \max} = +24,65 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_u = -3,79 \text{ kg/cm}^2.$$

Größte Zugbeanspruchung:

$$\sigma_0 = +17,47 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{u \max} = -4,91 \text{ kg/cm}^2.$$

Gesamte Zugkraft:

$$Z = \frac{4,91 \cdot 10,80}{2} \cdot 100 = 2650 \text{ kg};$$

mit $F_e = 4 \varnothing 18 = 10,18 \text{ cm}^2$ ergibt:

$$\sigma_{ez} = \frac{2650}{10,18} = 260 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschnitt „12“:

Für das pos. Größtmoment

$$M_{\max} = +4,278 \text{ mt} = +427\,800 \text{ cmkg}$$

ist:

$$H = 49,548 \text{ t}; \quad V = 8,20 \text{ t}.$$

und daraus

$$R_{12} = \sqrt{49,54^2 + 8,20^2} = 50,2 \text{ t} = 50\,200 \text{ kg};$$

$$\operatorname{tg} \alpha_r = \frac{V}{H} = \frac{8,20}{49,548} = 0,165;$$

$$\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{0,34}{1,995} = 0,1705 \text{ (aus der Zeichnung!)};$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_r = 9^\circ 30' \\ \alpha_n = 9^\circ 40' \end{array} \right\} \alpha_n - \alpha_r = 0^\circ 10';$$

$$\cos(\alpha_n - \alpha_r) = 1,000;$$

$$\sin(\alpha_n - \alpha_r) = 0,00291;$$

$$N_{12} = 50\,200 \cdot 1,00000 = 50\,200 \text{ kg};$$

$$Q_{12} = 50\,200 \cdot 0,00291 = 146 \text{ kg}.$$

Der Querschnitt 100/44, symmetrisch bewehrt:

$$F_e = F'_e = 4 \varnothing 18 = 10,18 \text{ cm}^2;$$

$$F = 100 \cdot 44 + 2 \cdot 10 \cdot 10,18 = 4604 \text{ cm}^2;$$

$$J_n = \frac{100 \cdot 44^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 10,18 \cdot \left(\frac{44}{2} - 3\right)^2 = 783\,000 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma = \frac{(+50\,200)}{4604} \pm \frac{(+427\,800) \cdot 22}{783\,500} = +10,9 \pm (+12,0);$$

$$\sigma_0 = +22,9 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = -1,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Wärmespannungen.

$$M_t = \mp 4,13 \text{ mt}; \quad N_t = \pm 11,80 \cdot 0,9858 = \pm 11,62 \text{ t};$$

$$\sigma = \frac{(\pm 11\,620)}{4604} \pm \frac{(\mp 413\,000) \cdot 22}{783\,500} = (\pm 2,53) \pm (\mp 11,6).$$

Bei Erwärmung:

$$\sigma_0 = -9,07 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = +14,13 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Erkaltung:

$$\sigma_0 = +9,07 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = -14,13 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Größtwerte der Spannungen bei ungünstigster Belastung ergeben sich nun zu:

$$\sigma_{0\max} = +22,9 + 9,07 = +31,97 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{u\max} = -1,1 + (-14,13) = -15,23 \text{ kg/cm}^2.$$

Die gesamte Zugkraft:

$$Z = \frac{15,23 \cdot 14,2}{2} \cdot 100 = 10\,800 \text{ kg};$$

mit $F_e = 4 \varnothing 18 = 10,18 \text{ cm}^2$ wird:

$$\sigma_{ez} = \frac{10\,800}{10,18} = 1060 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschnitt „4“:

Für das neg. Größtmoment $M_{\max} = -3,644 \text{ mt}$ wird:

$$H_1 = 54,24 \text{ t}; \quad V = 30,36 \text{ t};$$

und daraus ergibt sich:

$$R_1 = \sqrt{54,24^2 + 30,36^2} = 62,2 \text{ t};$$

$$\text{tg } \alpha_r = \frac{V}{H} = \frac{30,36}{54,24} = 0,560; \quad \alpha_r = 29^\circ 20'$$

$$\text{tg } \alpha_n = \frac{2,50}{5,815} = 0,430; \quad \frac{\alpha_n = 23^\circ 20'}{(\alpha_r - \alpha_n) = 6^\circ 0'}$$

$$\cos(\alpha_r - \alpha_n) = 0,9945;$$

$$\sin(\alpha_r - \alpha_n) = 0,1045;$$

$$N_1 = 62,20 \cdot 0,9945 = 61,9 \text{ t};$$

$$Q_1 = 62,20 \cdot 0,1045 = 6,5 \text{ t}.$$

Querschnitt 100/58, symmetrisch bewehrt:

$$F_e = F'_e = 12 \varnothing 18 = 30,54 \text{ cm}^2;$$

$$F = 100 \cdot 58 + 2 \cdot 10 \cdot 30,54 = 6411 \text{ cm}^2;$$

$$J_n = \frac{100 \cdot 58^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 30,54 \left(\frac{58}{2} - 3 \right)^2 = 2\,042\,000 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma = \frac{61\,900}{6411} \pm \frac{(-364\,400) \cdot 29}{2\,042\,000} = +9,65 \pm (-5,18);$$

$$\sigma_0 = -4,47 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = +14,83 \text{ kg/cm}^2.$$

Wärmespannungen:

$$N_t = \pm 11,80 \cdot 0,918 = \pm 10,8 \text{ t}; \quad M_t = \pm 9,32 \text{ mt};$$

$$\sigma = \frac{(\pm 10\,800)}{6411} \pm \frac{(\pm 932\,000) \cdot 29}{2\,042\,000} = \pm 1,69 \pm (\pm 13,23).$$

Bei Erwärmung:

$$\sigma_0 = +14,92 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = -11,54 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Erkaltung:

$$\sigma_0 = -14,92 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_u = +11,54 \text{ kg/cm}^2.$$

Größtwerte der Spannungen:

$$\sigma_{0\max} = -4,47 + (-14,92) = -19,39 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{u\max} = +14,83 + 11,54 = +26,37 \text{ kg/cm}^2.$$

Die gesamte Zugkraft ergibt sich zu

$$Z = \frac{19,39 \cdot 24,3}{2} \cdot 100 = 23\,600 \text{ kg};$$

mit $F_e = 12 \varnothing 18 = 30,54 \text{ cm}^2$ wird:

$$\sigma_{ez} = \frac{23\,600}{30,54} = 775 \text{ kg/cm}^2.$$

Es mögen für den Querschnitt im Scheitel und Kämpfer in folgendem noch die Spannungen ermittelt werden unter der Voraussetzung vollkommen gerissener Zugzone.

Mit Hilfe der bereits angewendeten Bemessungstabeln von Mörsch erhält man:

Für den Scheitelquerschnitt:

$$b = 100 \text{ cm};$$

$$h = 40 \text{ cm};$$

$$F_e = F'_e = 4 \varnothing 18 = 10,18 \text{ cm}^2;$$

$$\left. \begin{aligned} M_{\max} &= +2,841 + 5,66 = +8,501 \text{ mt} \\ N &= +58,128 + (-11,80) = +46,328 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{unter Berücksichtigung} \\ \text{einer Wärmeabnahme von} \\ -20^\circ \text{ C.} \end{array}$$

Es wird nun:

$$\frac{F_e}{b \cdot h} = \frac{10,18}{100 \cdot 40} = 0,255 \text{ v. H.};$$

$$\frac{M}{N \cdot h} = \frac{850\,100}{46\,328 \cdot 40} = 0,46;$$

damit erhalten wir aus der Bemessungstafel für symmetrische Bewehrung:

$$x = 0,48 \cdot h = 0,48 \cdot 40 = 19,2 \text{ cm},$$

und daraus:

$$\sigma_{bd} = \frac{N}{\frac{h x}{2} + n F_e \left(2 - \frac{h}{x}\right)} = \frac{46\,328}{\frac{100 \cdot 19,2}{2} + 10 \cdot 10,18 \cdot \left(2 - \frac{40}{19,2}\right)}$$

$$= 52,7 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = n \sigma_{bd} \cdot \frac{0,92 h - x}{x} = 10 \cdot 52,7 \cdot \frac{0,92 \cdot 40 - 19,2}{19,2} = 484 \text{ kg/cm}^2;$$

Für den Kämpferquerschnitt:

$$b = 100 \text{ cm};$$

$$h = 66 \text{ cm};$$

$$F_e = F'_e = 20 \varnothing 18 = 50,9 \text{ cm}^2;$$

$$\left. \begin{aligned} M_{\max} &= (-20,516) + (-20,90) = -41,416 \text{ mt} \\ N &= (+58,30) + (-11,80) = +46,50 \text{ t} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{bei Wärmeabnahme} \\ \text{um } -20^\circ \text{ C.;} \end{array}$$

$$\frac{M}{N \cdot h} = \frac{4\,141\,600}{46\,500 \cdot 66} = 1,35;$$

$$\frac{F_e}{b \cdot h} = \frac{50,9}{100 \cdot 66} = 0,77 \text{ v. H.}$$

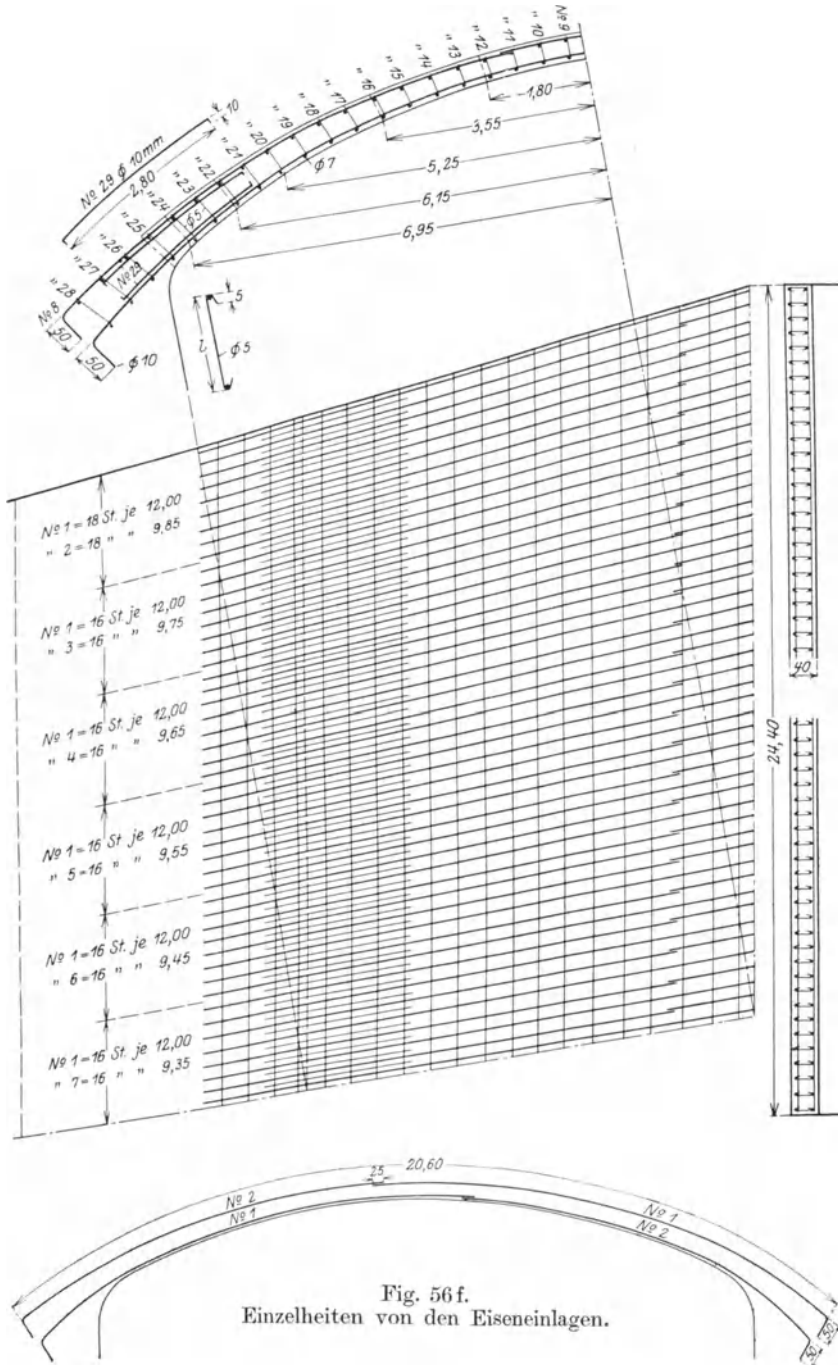


Fig. 56 f.
Einzelheiten von den Eiseneinlagen.

Mit diesen Werten erhalten wir für symmetrische Bewehrung:

$$x = 0,39 h = 0,39 \cdot 66 = 25,7 \text{ cm};$$

und damit

$$\sigma_{bd} = \frac{46500}{\frac{100 \cdot 25,7}{2} + 10 \cdot 50,9 \left(2 - \frac{66}{25,7}\right)} = 46,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 10 \cdot 46,5 \cdot \frac{0,92 \cdot 66 - 25,7}{25,7} = 634 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir sehen also, daß auch unter dieser Annahme die Spannungen in den zulässigen Grenzen bleiben. Da der Spannungsberechnung die Annahme einer Wärmeänderung von $\pm 20^\circ \text{ C}$ zugrunde gelegt wurde, was für ein Gewölbe mit Überschüttung wohl den ungünstigsten Belastungsfall darstellt, so erübrigt sich eine besondere Berechnung der Schwindspannungen, die einer Wärmeabnahme entsprechen. Die aus der Berechnung ersichtlichen Eiseneinlagen und die Verteilung der Stöße und die vorgesehenen Bügel sind mit allen Einzelheiten in Fig. 56f dargestellt.

e) Statische Untersuchung der Widerlager.

Die vom Gewölbe auf das Widerlager übertragenen Resultierenden des Kämpferquerschnittes ergeben sich für die ungünstigsten Belastungsannahmen wie folgt:

Für das größte positive Moment (bei Berücksichtigung einer Wärmeerhöhung von $+20^\circ \text{ C}$).

$$\text{pos. } M_{\max} = (+5,084) + (+20,90) = 25,984 \text{ mt.}$$

Die entsprechenden Werte für die Horizontal- und Vertikalkraft entnehmen wir S. 454:

$$H = (+54,178) + (+11,80) = +65,978 \text{ t};$$

$$V = (+32,95) + (0,00) = +32,95 \text{ t};$$

$$R_I = \sqrt{65,978^2 + 32,95^2} = 73,7 \text{ t};$$

$$\text{tg } \alpha_{rI} = \frac{V}{H} = \frac{32,95}{65,978} = 0,500;$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_r = 26^\circ 33,9' \\ \alpha_n = 36^\circ 54,4' \end{array} \right\} (\alpha_n - \alpha_r) = 10^\circ 20,5';$$

$$\cos(\alpha_n - \alpha_r) = 0,984;$$

und demnach:

$$N_I = 73,7 \cdot 0,984 = 72,6 \text{ t};$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{25,984}{72,6} = 0,358 \text{ m} = 35,8 \text{ cm.}$$

Das größte neg. Moment (bei Berücksichtigung einer Wärmeabnahme von -20°) ist:

$$\text{neg. } M_{\max} (-20,516) + (-20,90) = -41,416 \text{ mt.}$$

Die entsprechenden Werte für H und V sind:

$$H = (+42,198) + (-11,80) = +30,398 \text{ t;}$$

$$V = (+40,90) + (0,00) = +40,90 \text{ t;}$$

$$R_{II} = \sqrt{30,398^2 + 40,90^2} = 50,9 \text{ t;}$$

$$\text{tg } \alpha_{rII} = \frac{V}{H} = \frac{40,90}{30,398} = 1,345;$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_r = 53^\circ 42,8' \\ \alpha_n = 36^\circ 54,4' \end{array} \right\} (\alpha_r - \alpha_n) = 16^\circ 48,4';$$

$$\cos(\alpha_r - \alpha_n) = 0,957;$$

$$N_{II} = 50,90 \cdot 0,957 = 48,7 \text{ t;}$$

$$e_2 = \frac{M}{N_{II}} = \frac{41,416}{48,7} = 0,85 \text{ m} = 85,0 \text{ cm.}$$

In Fig. 56g ist mit Hilfe der oben ermittelten Werte für die Resultierenden und die Normalkräfte am Kämpfer die graphische Untersuchung des Widerlagers durchgeführt. Die hierzu notwendigen Eigengewichte der Widerlagerlamellen mit der jeweiligen Aufschüttung ergeben sich mit $g_b = 2,2 \text{ t/m}^3$ und $g_a = 2,0 \text{ t/m}^3$ wie folgt:

$$G_{IX} = 3,55 \cdot 1,0 \cdot 2,2 + 2,56 \cdot 2,0 = 12,92 \text{ t;}$$

$$G_X = 3,06 \cdot 1,0 \cdot 2,2 + 3,26 \cdot 2,0 = 13,26 \text{ t;}$$

$$G_{XI} = 2,70 \cdot 1,0 \cdot 2,2 + 3,78 \cdot 2,0 = 13,51 \text{ t;}$$

$$G_{XII} = 1,75 \cdot 1,0 \cdot 2,2 + 4,59 \cdot 2,0 = 13,02 \text{ t;}$$

$$G_{XIII} = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 2,2 + 5,4 \cdot 0,8 \cdot 2,0 = 10,05 \text{ t;}$$

$$\underline{\sum G = 62,77 \text{ t.}}$$

Die Bodenpressungen berechnen sich aus den Kräften normal zur Auflagerfläche des Widerlagers und den aus der Zeichnung zu entnehmenden Werten für die Exzentrizität dieser Kräfte nach der Formel:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{a \cdot b} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{a} \right);$$

für Fall 1:

$$N_I' = 106,0 \text{ t; } a_1 = 3 \cdot 70 = 210 \text{ cm; } e_1' = \frac{1}{6} a_1 = 35 \text{ cm;}$$

$$\sigma_I^{r'} = \frac{116500}{100 \cdot 210} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 35}{210} \right) \left\{ \begin{array}{l} \sigma_I^+ = 5,55 \cdot (1 + 1) = +11,10 \text{ kg/cm}^2; \\ \sigma_I^- = 5,55 (1 - 1) = \pm 0,00 \text{ kg/cm}^2; \end{array} \right.$$

für Fall 2:

$$N'_{II} = 107,2 \text{ t}; \quad a_2 = 475 \text{ cm}; \quad e'_2 = 29 \text{ cm};$$

$$\sigma'_{II} = \frac{107200}{100 \cdot 475} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 29}{475} \right) = 2,26 (1 \pm 0,366);$$

$$\sigma'_{II} = 3,10 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_{II} = 1,43 \text{ kg/cm}^2.$$

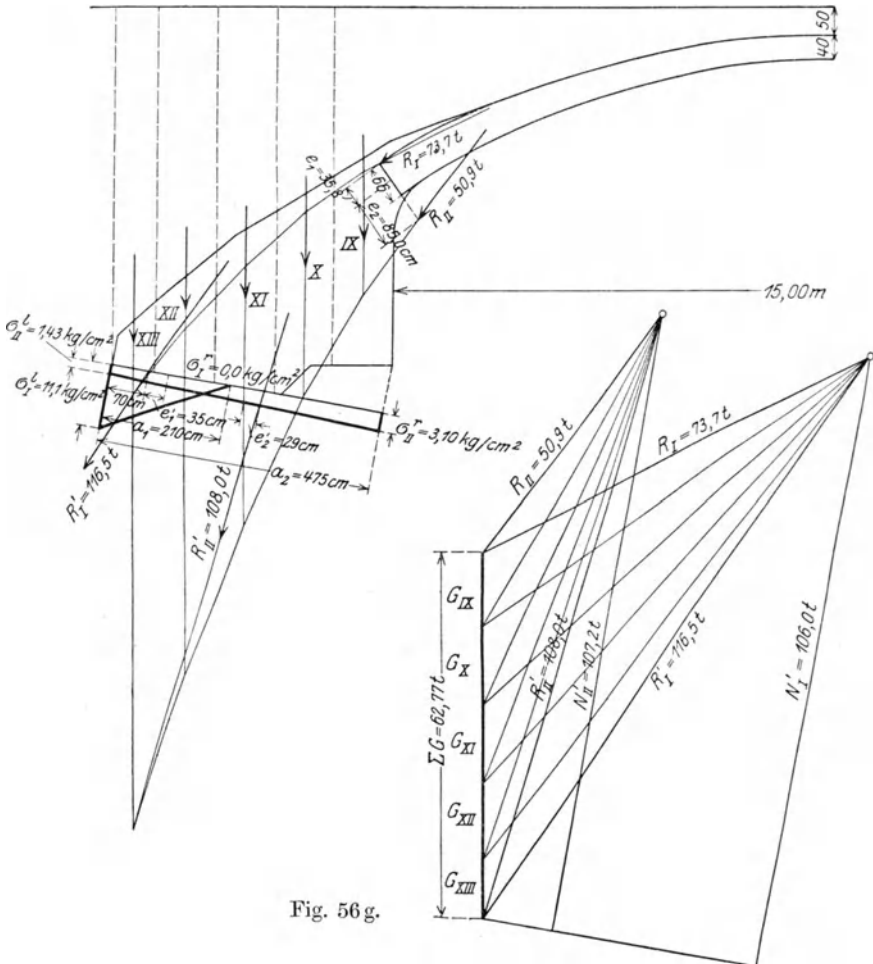


Fig. 56 g.

Zusammenfassung.

Bei dieser Aufgabe handelt es sich darum, die Gleisanlage in der Nähe eines Bahnhofes zu unterführen. Da die Gleisachsen nicht festliegen, Kreuzungen und Weichen über das Bauwerk zu liegen kommen

und erforderlichenfalls eine Verlegung der Gleise möglich sein muß, so wird am vorteilhaftesten eine Konstruktion gewählt, die auf die ganze Breite von rund 24,40 m in gleicher Weise ausgebildet ist. Die guten Untergrundverhältnisse ließen deshalb die Ausbildung des Bauwerkes als eingespanntes Eisenbetongewölbe als das geeignetste und wirtschaftlichste erscheinen.

Die lichte Weite sowie die Pfeilhöhe der inneren Leibung sind durch Verhältnisse des Verkehrs gegeben, ebenso die Überschüttungshöhe des Gewölbes im Scheitel. Zur erstmaligen Bestimmung der Scheitelstärke des Gewölbes mögen die Formeln von Tolk mit t (Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken verwendet werden.

Wir erhalten mit den dort angeführten Formeln, bezogen auf das Raumgewicht des Eisenbetons, $g = 2,4 \text{ t/cbm}$, nachfolgende Ergebnisse.

Für eine Überschüttungshöhe von 0,50 m im Scheitel bei einem Raumgewicht des Schüttmaterials von 2,0 t/cbm wird:

$$n = 0,50 \cdot \frac{2,0}{2,4} = 0,416 \text{ m};$$

für den Lastenzug nach der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (1. Mai 1905) bei einer Belastungslänge von 15 m nach der im Taschenbuch für Bauingenieure, 3. Aufl., S. 1891, enthaltenen Tabelle durch lineares Zwischenschalten: $p = 8,73 \text{ t/m}$ Gleis, oder, bei 4,5 m kleinster Entfernung der Gleismitten:

$$p = \frac{8,73}{4,5} = 1,94 \text{ t/m} \quad \text{Brückenbreite, oder,}$$

im Raumgewichte des Eisenbetons ausgedrückt:

$$p = \frac{1,94}{2,4} = 0,81 \text{ m} .$$

Für eine zulässige Beanspruchung des Materials von:

$$\sigma_{bd} = 40 \text{ kg/cm}^2 = 400 \text{ t/m}^2 = \frac{400}{2,4} = 166,5 \text{ t/m}^3,$$

und daraus

$$\sigma_0 \leq \frac{2}{3} \sigma \leq \frac{2}{3} \cdot 166,5 \leq 111 \text{ t/m}^3;$$

gewählt:

$$\sigma_0 = 100 \text{ t/m}^3;$$

bei einer Lichtweite $l = 15,0 \text{ m}$ und einer Pfeilhöhe der inneren Leibung $f = 2,05 \text{ m}$:

$$c = \frac{0,15 \frac{l^2}{f} \left(n + \frac{p}{2} + \frac{f}{10} \right)}{\sigma_0 - 0,15 \frac{l^2}{f}} = \frac{0,15 \frac{15,0^2}{2,05} \left(0,416 + \frac{0,81}{2} + \frac{2,05}{10} \right)}{100 - 0,15 \cdot \frac{15,0^2}{2,05}} = 0,203 \text{ m}.$$

Diese Formel gilt für eine gleichmäßige Belastung des ganzen Gewölbes mit Eigengewicht und halber Verkehrslast ($g + \frac{1}{2} p$).

Unter der Voraussetzung nur einseitiger Vollbelastung ergibt sich:

$$\begin{aligned} c &\geq -\left(\frac{n}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20}\right) + \sqrt{\left(\frac{n}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20}\right)^2 + 0,4 p \cdot f} \\ &\geq -\left(\frac{0,416}{2} + \frac{0,81}{4} + \frac{2,05}{20}\right) + \sqrt{\left(\frac{0,416}{2} + \frac{0,81}{4} + \frac{2,05}{20}\right)^2 + 0,4 \cdot 0,81 \cdot 2,05} \\ &= 0,45 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Zur Nachprüfung möge noch die Scheitelstärke mit Hilfe der Gleichung:

$$c \geq 0,06 \frac{p \cdot l^2}{H}$$

ermittelt werden. Darin ist die Bogenkraft H bestimmt durch den Ausdruck:

$$H = \frac{l^2}{16} \left\{ \left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8 \cdot c \cdot z_0}{l^2} \right) + \sqrt{\left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8 \cdot c \cdot z_0}{l^2} \right)^2 + \frac{32 \cdot c \cdot z_0}{l^2}} \right\},$$

wobei

$$z_0 = c + n + \frac{p}{2} = 0,45 + 0,416 + 0,405 = 1,271 \text{ m};$$

$$\begin{aligned} H &= \frac{15,0^2}{16} \left\{ \left(\frac{1,271}{2,05} + \frac{1}{8} + \frac{8 \cdot 0,45 \cdot 1,271}{15,0^2} \right) \right. \\ &\quad \left. + \sqrt{\left(\frac{1,271}{2,05} + \frac{1}{8} + \frac{8 \cdot 0,45 \cdot 1,271}{15,0^2} \right)^2 + \frac{32 \cdot 0,45 \cdot 1,271}{15,0^2}} \right\} = 27,1 \text{ m}^3; \end{aligned}$$

$$c \geq 0,06 \cdot \frac{0,81 \cdot 15,0^2}{27,1} = 0,404 \text{ m.}$$

Wir sehen, daß dieser Wert nicht zu stark von dem oben berechneten abweicht, weshalb letzterer ein brauchbares Ergebnis darstellt.

Die mit Hilfe der Tolkmittschen Formeln errechnete Scheitelstärke gilt aber nur für ein reines Stampfbetongewölbe.

Kommt ein Eisenbetongewölbe zur Ausführung, so kann das oben berechnete Maß etwas verkleinert werden. Auf diese Weise kommen wir auf das der Ausführung zugrunde gelegte Maß von $c = 0,40$ m Stärke im Scheitel. Mittels der so gefundenen Scheitelstärke zeichnen wir nun ein nach den Kämpfern zu breiter werdendes Gewölbe auf und führen damit die erste Untersuchung durch. Durch mehrmaliges Probieren und Berechnen der jeweils auftretenden Spannungen in charakteristischen Querschnitten erhalten wir dann die zur Ausführung gewählten Abmessungen.

Der Kämpferquerschnitt wurde stärker gewählt als dies bei einem Betongewölbe der Fall zu sein pflegt, bei welchem die Querschnitte vom Scheitel nach dem Kämpfer hin gleichmäßig zunehmen nach dem Gesetz

$d = \frac{c}{\cos \varphi}$, wenn φ den Winkel des Krümmungshalbmessers gegen die

Lotrechte bezeichnet. Dies geschah, um die Querschnitte gegen den Scheitel zu entlasten, was durch entsprechende Querschnittsausbildung gegen den Kämpfer zu erreicht wird.

Angaben über einige bemerkenswerte Bogenbrücken.

Straßenbrücken.

1. Fairmontbrücke über den Monongahela in Fairmont W. Va. (Nordamerika).

Baujahr: 1919—1921.

Spannweite (im Lichten): 76,2 m.

Pfeilhöhe (im Lichten): 15,85 m.

Pfeilverhältnis: $\frac{f}{l} = \frac{15,85}{76,2} = \frac{1}{4,8}$.

Lagerung: eingespannt.

Bauart: 2 Eisenbetongewölbe (2 Bogenrippen von je 4,27 m Breite).

Ausführung: John F. Casey & Co., Pittsburg.

Quelle: Eng. News. Record, Nr. 12, 22. 9. 21.

Nutzbare Brückenbreite: 16,46 m (12,20 + 2 · 2,13).

Bogenstärken: Scheitel = 1,52 m; Kämpfer = 2,70 m.

Querschnitte in cm² für 1 m Brückenbreite: Scheitel: 7880 cm², Kämpfer: 14000 cm².

Belastungsannahmen für die Bogen:

730 kg/m² für Fahrbahn, 490 kg/m² für Fußwege.

Für die Fahrbahnplatte:

unter den Gleisen: 50 t Wagen + 25% Stoßzuschlag,

sonst: 22 t Wagen + 25% Stoßzuschlag.

Größte errechnete Beanspruchung:

in Bogen: $\sigma_{b,d} = 53$ kg/qcm,

in der Fahrbahn: $\sigma_{b,d} = 45$ kg/qcm,

$\sigma_e = 1125$ kg/qcm.

Bogenbewehrung: durchgehend in jeder Rippe oben und unten je 21 \varnothing 32 mm.

Bewehrungsgehalt:

im Scheitel: $\frac{42 \cdot 8,04 \cdot 100}{152 \cdot 427} = 0,52$ vH.

im Kämpfer: $\frac{42 \cdot 8,04 \cdot 100}{270 \cdot 427} = 0,29 = 0,3$ vH.

2. Gmündertobel-Brücke bei Teufen, Appenzell (Schweiz).

Baujahr: 1908.

Spannweite (im Lichten): 79,0 m.

Pfeilhöhe (im Lichten): 26,50.

Pfeilverhältnis: $\frac{f}{l} = \frac{1}{3,12}$.

Lagerung: eingespannt.

Bauart: Eisenbetongewölbe. Beton: 300 kg Zement, 420 l Sand, 840 l Kies (1:2:4).

Druckfestigkeit der Würfel: 305 kg/qcm nach 4 Wochen,
395 kg/qcm nach 3 Monaten.

Ausführung: Frotté, Westermann & Co.

Quelle: Schweizer Bauzeitung 1903.

Nutzbare Brückenbreite: 6,90 m.

Bogenstärken: Scheitel = 1,20 m; Kämpfer = 2,13 m.

Querschnitte in cm² für 1 m Brückenbreite: Scheitel: 12000 cm²,
Kämpfer: 21 300 cm².

Belastungsannahmen für die Bogen:

für Fahrbahn: 20 t Dampfwalze mit

für Fußwege: 450 kg/m² Menschengedränge unter Berücksichtigung von $\pm 20^\circ\text{C}$ gegenüber die Herstellungstemperatur.

Größte Beanspruchung: im Scheitel $\sigma_{b,a} = 31,3 \text{ kg/cm}^2$,

im Kämpfer $\sigma_{b,a} = 29,7 \text{ kg/cm}^2$,

Bodenpressung: 6,5 kg/qcm.

Bogenbewehrung: im Scheitel 10 \varnothing 28 mm oben,

18 \varnothing 28 mm unten,

im Bogenviertel 14 \varnothing 28 mm oben und unten,

im Kämpfer 18 \varnothing 28 mm oben,

10 \varnothing 28 mm unten,

Bewehrungsgehalt: im Scheitel 0,22 vH., im Kämpfer 0,11 vH.

3. Isarbrücke bei Grünwald (Bayern).

Baujahr: 1904.

Spannweite: 70,0 m.

Pfeilhöhe: 12,8 m.

Pfeilverhältnis: $\frac{f}{l} = \frac{1}{5,5}$.

Lagerung: 3 Gelenkbogen.

Bauart: Eisenbetongewölbe.

Ausführung: Wayss & Freytag, Heilmann & Littmann.

Quelle: Handbuch für Eisenbeton.

Nutzbare Brückenbreite: 8,00 m.

Bogenstärken: Scheitel = 0,80 m; Kämpfer = 0,96 m.

Querschnitte in cm^2 für 1 m Brückenbreite: Scheitel = 8000 cm^2 ,
Kämpfer = 9600 cm^2 .

Bogenberechnung: 0,11 vH.

Größte Beanspruchung: $\sigma_{bd} = 36 \text{ kg/cm}^2$.

4. Brücke über die Aare Olten-Trimbach (Schweiz).

Baujahr: 1912.

Spannweite (im Lichten): = 82,0 m.

Pfeilhöhe (im Lichten): = 9,27 m.

Pfeilverhältnis: $\frac{f}{l} = \frac{1}{8,85}$.

Lagerung: Dreigelenkbogen.

Bauart: Eisenbetongewölbe.

Ausführung: E. Frotté & Co., Zürich.

Quelle: Handbuch für Eisenbetonbau.

Nutzbare Brückenbreite: 8,00 m.

Bogenstärke: Scheitel = 1,20 m; Kämpfer = 1,30 m.

Bogenbewehrung: 0,2% vH.

Größte Beanspruchung: $\sigma_{bd} = 47,9 \text{ kg/cm}^2$.

5. Brücke über die Aare in Aarburg (Schweiz).

Baujahr: 1912.

Spannweite (im Lichten): 67,83 m.

Pfeilhöhe (im Lichten): 6,95 m.

Pfeilverhältnis: $\frac{f}{l} = \frac{1}{9,76}$.

Lagerung: eingespannt.

Bauart: Eisenbetongewölbe (Beton: 350 kg Portlandzement auf
1 m^3 (1:4) für den Bogen, 1:7,8 für die Widerlager.

Ausführung: Maillart & Co., Zürich.

Quelle: Schweizer Bauzeitung 1913, Bd. LXII, S. 45.

Nutzbare Brückenbreite: 5,00 m.

Bogenstärken: Scheitel = 0,80 m; Kämpfer = 1,00 m.

Querschnitte in cm^2 für 1 m Brückenbreite: Scheitel = 7700 cm^2 ,
Kämpfer = 9600 cm^2 .

Bogenbewehrung im Scheitel: 0,90 vH.

Zulässige Beanspruchung: $\sigma_{bd} = 70 \text{ kg/cm}^2$ bei Einfluß der Belastung,
der Wärmeänderung und der Schwindspannungen. Die Eiseneinlagen
werden für diesen Belastungsfall bis zur Streckgrenze beansprucht.
Belastungsprobe mit einer 16 t-Walze ausgeführt.

6. Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom.

Baujahr: 1911.

Spannweite (im Lichten): = 100 m.

Pfeilhöhe (im Lichten): = 10,0 m.

$$\text{Pfeilverhältnis: } \frac{f}{l} = \frac{10,0}{100} = \frac{1}{10}.$$

Lagerung: eingespannt.

Bauart: Eisenbetongewölbe.

Ausführung: Soc. Porcheddu, A.-G., Turin.

Quelle: Arm. Beton 1912.

Eisenbahnbrücken.

Zwei Eisenbetonbrücken der Lokalbahn Fogaras-Kronstadt.

Baujahr: 1909.

Spannweite: 60,00 m, bzw. 36,00 m.

Pfeilhöhe: 21,40 m, bzw. 17,00 m.

Lagerung: eingespannt.

Bauart: Bogenrippen mit Fahrbahn oben auf Jochen.

1,35 m „ 1,00 im Scheitel,

Breite der Bogenrippen: 3,20 m „ 1,90 am Wiederlager,

Höhe der Bogenrippen: 0,60 m „ 0,50.

Horizontale Entfernung der Joche: 5,00 m „ 3,60.

Belastung: Eisenbahnzug mit 2 Lokomotiven von je 4 · 12 t Achslast,
Güterwagen von je 2 · 12 t Achslast.

Temperaturschwankung: $\pm 25^\circ \text{C}$.

Größte Beanspruchungen: $\sigma_{bd} = 50 \text{ kg/qcm}$; $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$.

Entwurf: Dr. Zielinsky.

Quelle: Schweizerische Bauzeitung, Bd. 53, Jahrg. 1909.

Talbrücke bei Langwies in der Bahn Chur-Arosa von 100 m Spannweite. Nähere Angaben sind in der in jeder Hinsicht wertvollen Veröffentlichung von Dr. Schürch im *Armierten Beton* 1915—1916 und einem Sonderdruck im Verlag Springer enthalten.

IV. Querschnittsbemessung bei Eisenbahnbrücken.

Bei Eisenbahnbrücken kann die statische Berechnung nach den bisher besprochenen Gesichtspunkten erfolgen, mit Ausnahme der in den Beton- und Eisenquerschnitten auftretenden Spannungen. In erster Linie wird der Nachweis der im Beton auftretenden Zugspannungen notwendig, die einen bestimmten Wert nicht überschreiten dürfen. Man hat bisher allgemein den Wert von $\sigma_{bz} = 24 \text{ kg/cm}^2$ als zulässig angenommen. Dieser in der Berechnung als zulässig angenommenen Spannung — die wirklich auftretenden sind weit geringer — entspricht eine etwa $1\frac{1}{2}$ -fache Sicherheit gegen das Auftreten von Zugrissen.

Wählen wir ein Moment in der Feldmitte: $M_1 = \frac{g l^2}{12}$
 und über der Stütze $M_2 = -\frac{q l^2}{9}$,

so erhalten wir infolge ständiger Last:

$$\text{Gewicht der Bettung } 0,50 \cdot 2,0 \cdot 1,0 = 1,00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Eigengewicht der Platte } 0,20 \cdot 2,4 \cdot 1,0 = 0,48 \text{ ,,}$$

$$g = 1,48 \text{ t/m}^2;$$

$$\text{das Feldmoment: } {}_g M_1 = \frac{g l^2}{12} = \frac{1,48 \cdot 0,75^2}{12} = +0,0694 \text{ mt};$$

$$\text{das Stützenmoment: } {}_2 M_p = -\frac{g l^2}{9} = \frac{1,48 \cdot 0,75^2}{9} = -0,0925 \text{ mt.}$$

$$\text{Infolge der Verkehrslast: } p = \frac{10,0}{0,80 \cdot 0,75} = 16,7 \text{ t/m}^2$$

$$\text{wird das Feldmoment: } {}_p M_1 = \frac{p l^2}{12} = \frac{16,7 \cdot 0,75^2}{12} = +0,7812 \text{ mt};$$

$$\text{das Stützenmoment: } {}_2 M_p = -\frac{p l^2}{9} = \frac{16,7 \cdot 0,75^2}{9} = -1,0417 \text{ mt.}$$

Infolge ungünstigster Gesamtbelastung wird:

das Feldmoment:

$$M_1 = 0,0694 + 0,7812 = +0,8506 \text{ mt};$$

das Stützenmoment:

$$M_2 = (-0,0925) + (-1,0417) = -1,1342 \text{ mt.}$$

Um einen Anhalt für die erste Wahl der statisch wirksamen Höhe des Querschnittes zu bekommen, ermitteln wir mit Hilfe der unter der Voraussetzung eines gerissenen Betonzugquerschnittes geltenden Gleichungen für den Rechteckquerschnitt die Größen h' und F_e (s. S. 16).

In unserem Falle erhält man in der Feldmitte:

$$h'_{\text{erf.}} = 0,507 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,507 \sqrt{\frac{85060}{100}} = 14,8 \text{ cm};$$

$$F_{e\text{erf.}} = 0,00291 \sqrt{M b} = 0,00291 \sqrt{85060 \cdot 100} = 8,5 \text{ cm}^2.$$

Wählen wir aus konstruktiven Gründen die Stärke der Platte $d = 20 \text{ cm}$, so erhalten wir mit $h' = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$ eine erforderliche Bewehrung:

$$F_e = \frac{14,8}{18} \cdot 8,5 = 7,0 \text{ cm}^2.$$

Über den Hauptträgern werden:

$${}_1 h'_{\text{erf.}} = 0,507 \sqrt{\frac{113420}{100}} = 17,05 \text{ cm};$$

$${}_1 F_{e\text{erf.}} = 0,00291 \sqrt{113420 \cdot 100} = 9,8 \text{ cm}^2.$$

Wählen wir eine 5 cm hohe Voute, so wird für $h' = 18 + 5 = 23$ cm

$$F_{e\text{erf.}} = \frac{17,05}{23,0} \cdot 9,8 = 7,27 \text{ cm}^2.$$

Eingelegt werden in den fraglichen Schnitten 10 $\varnothing 10 = 7,85 \text{ cm}^2$ und zwar oben und unten 5 $\varnothing 10$ durchgehend und 5 $\varnothing 10$ von Feldmitte über die Auflager abgebogen (siehe Fig. 57d).

Unter Berücksichtigung des Betonzugquerschnittes ermitteln sich die Spannungen für den Querschnitt in Feldmitte:

$$\begin{aligned} h &= 20 \text{ cm}; & h' &= 18 \text{ cm}; \\ b &= 100 \text{ cm}; & F_e &= 7,85 \text{ cm}^2; \\ n &= 7; & n' &= 0,5; \end{aligned}$$

$$x = \frac{7 \cdot 7,85 + 0,5 \cdot 100 \cdot 20}{100 (0,5 - 1)}$$

$$\left(+1 - \sqrt{1 - \frac{(0,5 \cdot 100^2 \cdot 20^2 + 2 \cdot 7 \cdot 100 \cdot 7,85 \cdot 18) \cdot (0,5 - 1)}{(7 \cdot 7,85 + 0,5 \cdot 100 \cdot 20)^2}} \right) = 8,67 \text{ cm};$$

$$\begin{aligned} J_n &= \frac{100 \cdot 8,67^2}{3} + 0,5 \cdot \frac{100 (20 - 8,67)^3}{3} + 7 \cdot 7,85 (18 - 8,67)^2 \\ &= 50\,560 \text{ m}^4; \end{aligned}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{85\,060 \cdot 8,67}{50\,560} = 14,6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{bz} = 0,5 \cdot \frac{85\,060 \cdot (20 - 8,67)}{50\,560} = 9,5 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{ez} = 7 \cdot \frac{85\,060 \cdot (18 - 8,67)}{50\,560} = 110 \text{ kg/cm}^2.$$

Wie zu erwarten war, bleiben die errechneten Spannungen sehr niedrig.

Es wird, solange $\sigma_{bz} \leq 24 \text{ kg/cm}^2$ gefordert ist, die Eisenspannung unter der Voraussetzung $n = 7 \cdot n' = 0,5$ aus nachstehenden Beziehungen höchstens (für $a = 0$, d. h. wenn die Eisen am unteren Rande liegen) $\sigma_{e\text{max}} = 336 \text{ kg/cm}^2$; denn es ist:

$$n' \cdot k = \sigma_{bz} = 24 \text{ kg/cm}^2;$$

für

$$k = \frac{24}{0,5} = 48$$

wird

$$n \cdot k = 7 \cdot 48 = 336 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{e\text{max}}.$$

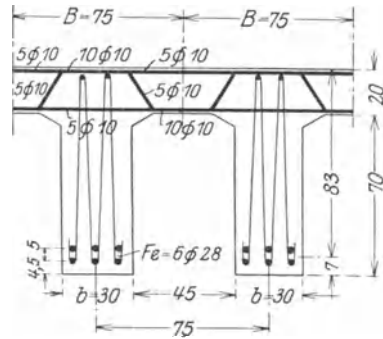


Fig. 57 d.

Zum Vergleich mögen die Spannungen unter Vernachlässigung des Betonzugquerschnittes berechnet werden. Man erhält, wenn $n = 10$ gesetzt wird,

$$x = \frac{10 \cdot 7,85}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 18}{10 \cdot 7,85}} \right) = 4,6 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 85\,060}{4,6 \cdot 100 \left(18 - \frac{4,6}{3} \right)} = 22,4 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{85\,064}{7,85 \left(18 - \frac{4,6}{3} \right)} = 657 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir sehen, daß in dem zweiten Falle die Spannungen unverhältnismäßig höher werden.

Der Berechnung der Momente in den Hauptträgern liegt ein über 3 Öffnungen von den Spannweiten $l = 7,0$ m durchlaufen der Träger zugrunde. Die Ermittlung der Größtmomente ergibt z. B. mit Hilfe der Einflußlinien und des Lastschemas der preußischen Staatsbahn von 1901 bei der Annahme, daß die Belastung jeder Schiene sich auf zwei Hauptträger verteilt, nachstehende Werte:

Für das Endfeld: $M_{\max} = +20,38 \text{ mt.}$

Über der Mittelstütze: $M_{\max} = -20,50 \text{ mt.}$

Angenähert erhalten wir die statische Höhe des Querschnittes im Endfeld, unter der Voraussetzung, daß $x < d$ und der Zugquerschnitt des Betons als unwirksam angenommen wird,

$$h' = 0,507 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}};$$

für $B = 75$ cm (Entfernung der Hauptträger) wird

$$h' = 0,507 \sqrt{\frac{2038\,000}{75}} = 83 \text{ cm};$$

und den erforderlichen Eisenquerschnitt:

$$F_e = 0,002\,91 \sqrt{M \cdot b};$$

$$F_{e \text{ erf}} = 0,002\,91 \sqrt{2038\,000 \cdot 75} = 36 \text{ cm}^2.$$

Gewählt: $h' = 83$ cm; $h = 83 + 7 = 90$ cm;

Die Stegbreite b wird mit 30 cm angenommen.

Dieses verhältnismäßig einfache Verfahren für die Bemessung der Hauptträger wird durch das im folgenden wiedergegebene allgemeine übliche Berechnungsverfahren bestätigt.

Bei der Bemessung des T-förmigen Querschnittes bedient man sich manchmal der in den deutschen amtlichen Vorschriften (s. Anhang I) aufgenommenen Bemessungstafel von Mörsch. Setzt man $h = 90$ cm und $d = 20$ cm, so wird die Steghöhe $h_1 = h - d = 70$ cm.

Für $M = 20,38$ mt; $B = 75$ cm und $\sigma_e = 750$ kg/cm² wird der Eisenquerschnitt angenähert:

$$F_e = \frac{M}{\left(0,92 h_1 + \frac{d}{2}\right) \cdot \sigma_e} = \frac{2038000}{\left(0,92 \cdot 70 + \frac{20}{2}\right) \cdot 750} = 36,6 \text{ cm}^2.$$

Nunmehr bestimmt man:

$$\beta = \frac{d}{h_1} = \frac{20}{70} = 0,286;$$

$$\alpha b = B;$$

$$\frac{\varphi}{\alpha} = \frac{F_e}{d \cdot B} \cdot \beta = \frac{36,6}{20 \cdot 75} \cdot 0,286 = 0,0070.$$

In den Schnittpunkten der beiden Linien für β und $\frac{\varphi}{\alpha}$ der Bemessungstafel ergibt sich: $\varphi = 0,0162$ und $\alpha = 2,32$ und daraus die Stegbreite

$$b = \frac{B}{\alpha} = \frac{75}{2,32} = 32,3 \text{ cm}.$$

Zur Nachprüfung bilden wir:

$$\varphi = \frac{F_e}{b \cdot h_1} = \frac{36,6}{32,2 \cdot 70} = 0,0162.$$

Als Stegbreite wählen wir zur Ausführung $b_1 = 30$ cm und als Eisenbewehrung $F_e = 6 \varnothing 28 = 36,94$ cm² (s. Fig. 57 d).

Ähnliche Abmessungen haben wir auch vorher erhalten.

Die Spannungsermittlung unter Berücksichtigung des Betonzugquerschnittes ergibt nach Gl. (32) S. 385, Bd. 1 für $B = 75$ cm; $b = 30$ cm; $(B - b) = 45$ cm; $h = 90$ cm; $h' = h - a = 83$ cm; $F_e = 36,94$ cm²; $n = 7$ und $n' = 0,5$:

$$x = \frac{45 \cdot 20 + 0,5 \cdot 30 \cdot 90 + 7 \cdot 36,94}{30 \cdot (0,5 - 1)}$$

$$\left(1 - \sqrt{1 - \frac{(45 \cdot 20^2 + 0,5 \cdot 30 \cdot 90^2 + 2 \cdot 7 \cdot 36,94 \cdot 83)(0,5 - 1) \cdot 30}{(7 \cdot 36,94 + 45 \cdot 20 + 0,5 \cdot 30 \cdot 90)^2}}\right) = 33,4 \text{ cm};$$

$$J_n = \frac{B x^3}{3} - \frac{(B - b) \cdot (x - d)^3}{3} + n' \frac{b \cdot (h - x)^3}{3} + n F_e (h' - x)^2;$$

$$J_n = \frac{70 \cdot 33,4^3}{3} - \frac{45 \cdot 13,4^3}{3} + 0,5 \cdot \frac{30 \cdot 56,6^3}{3} + 7 \cdot 36,94 \cdot 49,6^2 = 2378000 \text{ cm}^4;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2\,038\,000 \cdot 33,4}{2\,378\,000} = 28,6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{bz} = 0,5 \cdot \frac{2\,038\,000 \cdot (90 - 33,4)}{2\,378\,000} = 24,0 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{ez} = 7 \cdot \frac{2\,038\,000 \cdot (83 - 33,4)}{2\,378\,000} = 298 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir ersehen daraus, daß wohl die als zulässig angenommenen Spannungen im Beton ausgenutzt werden, daß aber der Eisenquerschnitt unwirtschaftlich groß ist. Die Spannungen im Eisen bleiben weit unterhalb der zulässigen Grenze.

2. Eisenbetonbogenbrücke mit voll durchgehendem Gewölbe.

In diesem Beispiel möge hier ein Verfahren zur Ermittlung eines exzentrisch auf Druck beanspruchten Rechteckquerschnittes einer Eisenbahnbrücke gezeigt werden.

Wir entnehmen den Querschnitt dem bereits durchgeführten Beispiele unter III,2. Wir finden dort die im Scheitel wirkenden Querschnittskräfte bei ungünstigster Gesamtbelastung wie folgt:

$$\begin{aligned} \text{Moment } M_s &= +2,841 \text{ mt (infolge ständ. u. Verkehrsbelastung)} \\ &\quad + 5,660 \text{ mt (infolge Temperatur)} \\ \hline M_{\max} &= +8,501 \text{ mt.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Normalkraft } N_s &= +58,128 \text{ t (inf. ständ. u. Verkehrsbelastung)} \\ &\quad = -11,800 \text{ t (inf. Temperatur)} \\ \hline N &= +46,328 \text{ t.} \end{aligned}$$

Die Scheitelstärke ergab sich mit Hilfe der Tolkmittschen Formeln nach einigen Versuchen zu 40 cm bei einer Breite von 100 cm. Es ist also: $d = 40$ cm und $b = 100$ cm.

Da der Querschnitt auch negative Momente in nahezu gleicher Größe aufzunehmen hat, so legen wir auf beiden Seiten, unten wie oben, gleiche Eisen ein. Es wird demnach $F_e = F'_e$ gewählt.

Um nun einen Anhalt für den erforderlich werdenden Eisenquerschnitt (den Eisengehalt in Hundertteilen) zu bekommen, verwenden wir die Bemessungstafel von Mörsch (Fig. 57 f), auf deren Ableitung besonders hingewiesen sei.

Es ist die Exzentrizität der Normalkraft:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{8,501}{46,328} = 0,184 \text{ m} = 18,4 \text{ cm.}$$

Dann ergeben sich die Momente, bezogen auf den Schwerpunkt der Eisenanlagen, bei einem Abstand vom Rande von $c' = 3,0$ cm:

$$M_e = N \cdot \left[e + \frac{(d - 2c')}{2} \right] = 46\,328 \cdot \left[18,4 + \frac{(40 - 2 \cdot 3,0)}{2} \right]$$

$$= 1\,640\,000 \text{ cmkg};$$

$$M'_e = N \cdot \left[e - \frac{(d - 2c')}{2} \right] = 46\,328 \cdot \left[18,4 - \frac{(40 - 2 \cdot 3,0)}{2} \right]$$

$$= 64\,900 \text{ cmkg};$$

$$\frac{M_e}{b d^2} = \frac{1\,640\,000}{100 \cdot 40^2} = 10,25;$$

$$\frac{M'_e}{b d^2} = \frac{64\,900}{100 \cdot 40^2} = 0,405.$$

Suchen wir nun in Fig. 57 f für $\sigma_{bd} = 50 \text{ kg/cm}^2$ und $h' = 0,08 d$ die den Kurven

$$\frac{M_e}{b d^2} = 10,25$$

und

$$\frac{M'_e}{b d^2} = 0,405$$

bei gleichem Eisengehalt entsprechenden Werte für φ und φ' , so finden wir:

$$\varphi = \varphi' = 0,20.$$

Dies würde also eine Bewehrung von

$$F_e = F'_e = 0,0020 \cdot 40 \cdot 100$$

$$= 8,0 \text{ cm}^2$$

bei einer Eisenspannung von 760 kg/cm^2 ergeben. Wir legen nun unten und oben je $4 \varnothing 18 = 10,18 \text{ cm}^2$ ein und erhalten damit aus der Bemessungstafel für symmetrische Bewehrung bei

$$\varphi = \frac{F_e}{b \cdot d} = \frac{10,18}{100 \cdot 40} = 0,255 \text{ v. H.}$$

für
$$\frac{M}{N d} = \frac{850\,100}{46\,328 \cdot 40} = 0,46$$

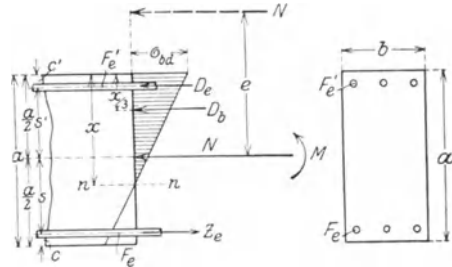


Fig. 57 e.

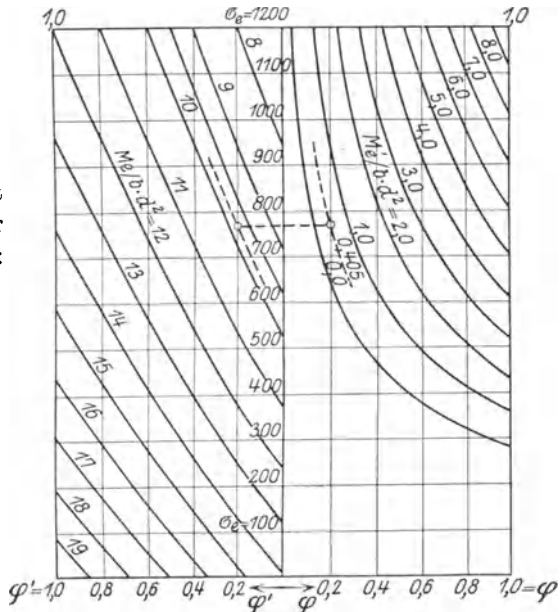


Fig. 57 f. Tafel von Mörsch zur Ermittlung von $F_e = \varphi b d$ bei Biegung mit Achskraft und einfacher Biegung. ($\sigma_{bd} = 50 \text{ kg/cm}^2$; $h' = 0,08 d$; $e = 0,42 d$).

den Abstand der Nulllinie:

$$x = 0,48 a = 0,48 \cdot 40 = 19,20 \text{ cm,}$$

und daraus

$$\sigma_{bd} = \frac{N}{\frac{b x}{2} + n \cdot F_e \left(2 - \frac{h}{x}\right)} = \frac{46328}{\frac{100 \cdot 19,2}{2} + 10 \cdot 10,18 \cdot \left(2 - \frac{40}{19,2}\right)}$$

$$= 52,7 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = n \sigma_{bd} \frac{0,92 \cdot a - x}{x} = 10 \cdot 52,7 \frac{0,92 \cdot 40 - 19,2}{19,2} = 484 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma'_e = n \sigma_{bd} \frac{x - 0,08 d}{x} = 10 \cdot 52,7 \frac{19,2 - 0,08 \cdot 40}{19,2} = 440 \text{ kg/cm}^2.$$

Unter der Annahme der Mitwirkung des Betonzugquerschnittes berechnen sich für den ideellen homogenen Querschnitt die Spannungen nach der Gleichung:

$$\sigma_u = \frac{N}{F} \pm \frac{M \cdot e}{J_n},$$

und es wird für unseren Fall mit:

$$d = 40 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad F_e = F'_e = 10,18 \text{ cm}^2;$$

$$F = 100 \cdot 40 + 2 \cdot 10 \cdot 10,18 = 4203,6 \text{ cm}^2;$$

$$J_n = \frac{100 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 10,18 \left(\frac{40}{2} - 3\right)^2 = 592800 \text{ cm}^4;$$

$$e = 20 \text{ cm};$$

$$u\sigma_0 = \frac{46328}{4203,6} \pm \frac{850100 \cdot 20}{592800} = 11,0 \pm 28,7;$$

$$\sigma_{bd} = -39,7 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{bz} = +17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

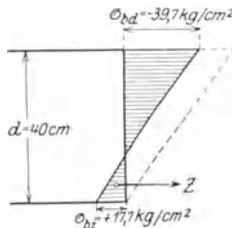


Fig. 57 g.

Es bleibt also die Betonzugspannung unter dem für Eisenbahnbrücken zulässigen Maß von $\sigma_{bz} = 24 \text{ kg/cm}^2$.

Sollen die Eisen nun die ganze durch das Zugspannungsdiagramm dargestellte Zugkraft aufnehmen, so ergibt sich die Spannung in den Zugeisen (Fig. 57 g)

$$Z = \frac{17,7}{2} \cdot \frac{17,7 \cdot 40}{(17,7 + 39,7)} \cdot 100 = 11000 \text{ kg};$$

für $F_e = 4 \varnothing 18 = 10,18 \text{ cm}^2$:

$$\sigma_{ez} = \frac{11000}{10,18} = 1080 \text{ kg/cm}^2.$$

Es bleibt demnach auch die bei Annahme eines in der Zugzone unwirksamen, vollständig gerissenen Betons sich ergebende Eisen-
spannung innerhalb der zulässigen Grenze.

Literatur:

Außer den in diesem Abschnitte im Texte angegebenen Literatur-
hinweisen sei im besonderen empfohlen:

Das praktische Entwerfen von Brückengewölben, mit
Untersuchungen über die Spannungen, Stärken im Scheitel und Kämpfer,
größten erreichbaren Spannweiten usw. von Ing. A. Straßner,
Armierter Beton 1917.

Die Brücke über die Mosel bei Novéant, 6 Bogen von 12—47 m
Spannweite von Dr.-Ing. H. Schürch, Armierter Beton 1910.

Wärmeeinfluß und Wärmebeobachtungen bei Betonge-
wölben von Dr.-Ing. H. Schürch, Armierter Beton 1916.

Ausgeführte Lehrgerüstkonstruktionen für Bogen- und
Balkenbrücken von Obering. O. Muy, Armierter Beton 1918.

Dritter Abschnitt.

C. Eisenbeton im Wasserbau.

Bei allen Wasserbauten, bei denen Beton oder Eisenbeton zur Anwendung kommt, ist zu beachten, daß die Vorbedingungen ganz anderer Art sind wie bei der Verwendung im Hochbau oder Brückenbau.

Man wird grundsätzlich zu unterscheiden haben, ob die Bauwerke im Binnenwasser oder im Seewasser zu errichten sind. Die Bedingungen für die Herstellung von Eisenbetonbauten im Süßwasser sind, was gleichzeitig hervorgehoben werden soll, weit günstiger.

Wir wissen, daß die Verwendung von Süßwasser als Anmachwasser für Beton, vorausgesetzt daß keine chemisch schädlichen Beimengungen enthalten sind, gestattet, während die Verwendung von Seewasser wegen der den Beton angreifenden Säuren und Salze ausgeschlossen ist.

Es ist ferner bekannt, daß bei Seewasser die Möglichkeit von Angriffen nicht allein in der chemischen Zusammensetzung des Wassers, sondern auch in der mechanischen Wirkung der Wellenkräfte liegt. Schließlich darf die elektrolytische Wirkung auf Eisenbetonbauten im Seewasser nicht übersehen werden. Die Erfahrung hat gezeigt, daß hier die Eiseneinlagen bei geringer Einbettungstiefe und bei porösem Beton sehr stark rosten und die äußere Betonschicht absprengt. Das Rosten ist eine Folgeerscheinung elektrolytischer Wirkungen und der Angriffe des durch die Poren des undichten Betons eindringenden Seewassers. Eine weitere Folge ist der geringe Widerstand, den der zerstörte Beton den mechanischen und chemischen Angriffen des Seewassers bietet.

Man wird daher bei Eisenbetonbauten im Seewasser einerseits für einen dichten Beton mit möglichst glatten Flächen und möglichst wenig Hohlräumen an der Oberfläche besorgt sein müssen, andererseits die Einbettungstiefe der Eiseneinlagen nicht zu gering wählen dürfen. Ähnlich wie für feuersichere Hochbauten wird man letztere bei plattenartigen Bauteilen mindestens 2 cm, bei stärkeren Konstruktionsgliedern mindestens 5 cm wählen müssen.

Ähnliche Gesichtspunkte wird man auch bei Süßwasserbauten beachten müssen, wenn Rostgefahr vorliegt und diese die Sicherheit des Bauwerkes beeinträchtigen könnte.

Handelt es sich um große Betonmassen ohne Eiseneinlagen, wo an die Elastizität und Festigkeit des Betons geringere Ansprüche gestellt werden, dagegen Wasserundurchlässigkeit gefordert wird, so hat man sein Augenmerk darauf zu richten, daß die Außenflächen wasserabweisend sind und ein Eindringen des Wassers in den Beton entweder ganz verhindern oder auf ein unschädliches Maß einschränken.

Da man bei Bauwerken dieser Art möglichst wenig Zement verwenden will, so wird man durch entsprechende Auswahl der Korngrößenzusammensetzung der Zuschlagstoffe für eine weitgehende Verringerung der Hohlräume sorgen.

Es kann nicht oft genug erwähnt werden, daß eine entsprechende Kornzusammensetzung eine der wesentlichsten Voraussetzungen für die Herstellung eines möglichst wasserundurchlässigen Betons ist. Es empfiehlt sich nicht, ein Schema hierfür anzugeben, weil sich die Verhältnisse von Fall zu Fall ändern. Je magerer das Mischungsverhältnis ist, desto kleiner soll man die Gesamtoberfläche des Zuschlagmaterials wählen, was dann der Fall ist, wenn nicht zu viel feines Korn vorhanden ist. Je größer der Sandgehalt im Verhältnis zum groben Zuschlag (Kies oder Steinschlag) ist, desto mehr Zement wird man unter sonst gleichen Verhältnissen zusetzen müssen, um denselben Effekt zu erzielen. (Im übrigen sei diesbezüglich auf das im ersten Bande Gesagte hingewiesen.)

Eine Verringerung der Hohlräume kann auch durch Zusatz von Traß erzielt werden, welcher gleichzeitig unter Bindung des aus dem Zement freiwerdenden Kalks eine größere Dichtigkeit und Plastizität hervorruft, wie die Erfahrung gezeigt hat. Die zuzusetzende Traßmenge darf ein gewisses Maß nicht überschreiten. Bei Mischungsverhältnissen bis 1 Raumteil Zement : 6 Raumteilen Zuschlag sollen nicht mehr als 0,3 Raumteile Traß zugesetzt werden. Je magerer die Mischungen sind, desto mehr Traß kann zugesetzt werden bis zu einem Höchstmaß von etwa 0,7 Raumteilen bei der Mischung 1 : 10.

Ein Überschuß von Traß ist von Nachteil und verringert die Festigkeit nicht unwesentlich bei Verzögerung des Abbindens.

Gute Erfahrungen hat man auch durch Zusatz von Traß und Kalk gemacht, beides in gleichen Mengen. Die Abbindezeit wird hier allerdings noch mehr verlängert.

Eine weitere Voraussetzung für eine gleichmäßige Verteilung und Verringerung der Hohlräume ist eine gute Verarbeitung des Mischguts; bei Maschinenmischung soll die Mischdauer nicht weniger als etwa $1\frac{1}{2}$ —2 Minuten betragen.

Wird Traß zugesetzt, so muß dieser ebenso wie der Zement in der ganzen Mischung gut verteilt sein. Ist dies nicht der Fall, und bildet der Traß unvermischte Nester im Beton, so schadet er mehr als er nützen kann. Deshalb wird vielfach die Forderung erhoben, daß Traß und

Zement, oder Traß, Kalk und Zement, trocken zuerst miteinander vermischt werden, bevor die Verarbeitung mit dem Zuschlagmaterial erfolgt. Diese Forderung wird vielfach nicht beachtet. Wo sie befolgt wird, tritt ein unwirtschaftlicher Zeitverlust ein, weshalb in neuerer Zeit sich das Bestreben geltend macht, das Bindemittel und den hydraulischen Zuschlag im entsprechenden Verhältnis als Fertigfabrikat an die Baustelle zu liefern.

Wenn alle Voraussetzungen für die Erzielung eines Minimums in Hohlräumen und -gängen erfüllt sind, so wird man besonders bei Seewasserbauten trachten müssen, die dem Wasser zugekehrten Flächen glatt und möglichst ohne Poren zu machen. Sehr viel hilft schon eine glatte, gehobelte Schalung, besonders wenn man, schon um Kosten zu sparen, von vornherein von einem besonderen Putz absieht. In manchen Fällen hilft ein Oberflächenglattstrich, aber nur dann, wenn er auf den frischen, noch nicht erhärteten Beton aufgebracht wird. Gute Erfahrungen wurden mit einer doppelten Schicht reinen Zementanstrichs auf den gut abgebürsteten Beton gemacht.

Wo ein besonderer Mörtelputz mit oder ohne Traßzusatz zur Erzielung einer glatten Oberfläche aufgebracht, wird allzu oft übersehen, daß er nur unter bestimmten Bedingungen von Wert ist. Er muß an dem Beton gut haften. Da er aber erst nach dem Ausschalen, also oft nach mehreren Wochen, aufgebracht werden kann, ist dies in der Regel nur auf mechanischem Wege sicher zu erreichen. Neben dem Aufrauhern und Reinigen des Betons werden manchmal Drahtschlaufen für eine gute mechanische Verbindung zwischen Beton und Putz vorgesehen.

Ferner darf hier nicht unberücksichtigt bleiben, daß ein allzu zementreicher Putz rasch schwindet und Schwindrisse hervorrufen kann, die um so mehr in Erscheinung treten, je älter der darunterliegende Beton und je zementärmer dieser ist. Es ist nicht nur unwirtschaftlich, sondern auch un zweckmäßig, auf einen Beton in der Mischung 1 : 6 einen Putz 1 : 1 oder 1 : 2 aufzubringen. Der Mörtelputz von 1 : 3 bis 1 : 4 wird vollkommen genügen, wobei mehr darauf zu achten sein wird, daß ein sehr scharfer Sand verwendet werden soll. Der Einfluß der Temperatur auf Putz ist bekanntlich um so stärker, je zementreicher dieser ist. Im letzten Falle wird die Rißbildung noch mehr begünstigt, wodurch zahlreiche Angriffsstellen für chemische und mechanische Angriffe entstehen.

Die Erfahrung hat jedenfalls an sehr vielen Beispielen gezeigt, daß es nicht leicht ist, einen Putz herzustellen, der rissefrei bleibt und auf dem darunterliegenden Beton fest haftet. Wo dies nicht möglich ist, erfüllt der Putz nicht die ihm zugewiesene Aufgabe.

Wo im ruhigen Süßwasser große Betonmassen vorkommen und die Gefahr der Zerstörung des Betons durch chemische Angriffe nicht

in Frage kommt, wird es viel einfacher sein, einen auch auf die Dauer wasserdichten Beton herzustellen.

Sobald sich die Hohlräume und -gänge des porösen Betons mit Wasser vollsaugen, wird er wasserundurchlässig. Vielfach tritt noch im Laufe der Zeit durch Umlagerung und Auslagerung ein Verstopfen der Hohlräume statt.

Betrachten wir die Wasserbauwerke, die aus Eisenbeton mit kleinen Massen und kleinen Querschnitten bestehen, so ist zu bedenken, daß der Beton hier nicht nur dicht sein soll, sondern auch ein hohes Maß von Elastizität und Festigkeit aufweisen muß. Wir werden also zementreichere Betonmischungen anwenden müssen als bei großen Betonmassen, und es wird möglich sein, durch eine entsprechende Kornzusammensetzung des Zuschlagmaterials und eine sorgfältige Verarbeitung die Güte des Betons zu verbessern. Allerdings soll einem heute noch vielfach verbreitetem Irrtum entgegengetreten werden, als ob alle eben geforderten Eigenschaften nur durch einen sehr reichen Zementgehalt zu erzielen sind. Wenn es auch richtig ist, daß der zementreichere Beton höhere Festigkeiten gibt als der zementärmere, so gilt dies nur bis zu gewissen Grenzen. Es gibt einen gewissen Höchstgehalt an Zement, über den hinaus er nicht nur nichts nützt, sondern festigkeitsmindernd wirken muß, besonders wenn er in Form von unverarbeiteten Nestern im Beton vorkommt.

Die Nachteile einer zu fetten Betonmischung äußern sich in erhöhten Schwindmaßen und erhöhten Temperatureinwirkungen neben der damit verbundenen Unwirtschaftlichkeit. Sie können bei einem kleinen Zementzusatz behoben werden durch eine sorgfältige Auswahl der Zuschlagstoffe und deren Kornzusammensetzung, sowie durch eine einwandfreie Verarbeitung des Betons und eine besonders bei Eisenbeton notwendige gewissenhafte Ausführung.

Die Auswahl der Zuschlagstoffe hat erst mit dem Versuch der Einführung des Eisenbetons im Schiffbau größere Beachtung gefunden, als man sich bemühte, einen Beton herzustellen, der in sehr schwachen Querschnitten bei sehr hoher Elastizität und Festigkeit auch geringes Eigengewicht haben sollte. Es sind verschiedene, zum Teil erfolgreiche, Versuche bekannt geworden, durch Verwendung von besonderen Zuschlagstoffen mit geringem Eigengewicht, das Eigengewicht des Betons zu ermäßigen. Aber gerade im Eisenbetonschiffsbau, wo es auf sehr hohe Elastizität und Festigkeit ankommt, war eine hohe Eigenfestigkeit der Zuschlagstoffe erforderlich, die vielfach mit einem großen Raumgewicht Hand in Hand geht.

Die Zuschlagstoffe vom feinsten bis zum größten Korn müssen eine sehr hohe Eigenfestigkeit haben, wenn unter sonst gleichen Bedingungen eine sehr hohe Elastizität und Festigkeit erreicht werden soll. Mit Bims-

sand z. B. wird man einen Beton von geringem Eigengewicht, nicht aber von hoher Festigkeit herstellen können, wie man andererseits mit Basaltzuschlag oder Kies bei sehr hochwertigem Zement und einwandfreier Verarbeitung sehr hohe Festigkeiten erzielen kann, allerdings bei sehr hohem Eigengewicht.

Bei Bauwerken, die nach ihrer Herstellung vollständig im Wasser sind, ist es von großem Vorteil, wenn der Beton unter den wiederholt besprochenen Vorsichtsmaßnahmen möglichst gleichmäßig im Trockenen erhärtet, bevor das Bauwerk vom Wasser umspült wird. Gerade im Seewasser ist dies ein großer Vorteil. So haben sich z. B. Betonblöcke, die im Trockenen hergestellt wurden, bei Seebauten sehr gut bewährt, und man hat in diesem Falle bisher nichts von Zerstörungen gehört.

Das Erhärten von Eisenbetonbauten unter Wasser beeinflusst die Schwinderscheinungen bekanntlich sehr günstig. Da Beton und Eisenbeton sich unter Wasser ausdehnen, Eisenbeton weniger als reiner Beton, während sie an der Luft schwinden, so werden die durch Erhärten an der Luft entstandenen Schwindspannungen zum Teil oder ganz aufgehoben, wenn das Bauwerk vom Wasser umgeben ist.

Bei Eisenbetonbauten, die zum Teil an der Luft, zum Teil im Wasser sind, finden die größten Angriffe beim Übergang von Wasser zur Luft statt, was besonders im Seewasser oder anderen den Beton angreifenden Wässern zu beachten ist. Hier machen sich besonders in kälteren Gegenden die Frostwirkungen bemerkbar, wenn mit den Schwankungen des Wasserspiegels abwechselnd Gefrieren und Auftauen stattfindet. In diesen Fällen muß der Beton mit sehr glatter Oberfläche genügend erhärtet sein, bevor er mit dem Wasser in Berührung kommen soll.

Bei sehr ausgedehnten Bauwerken, wie bei langen Kanalbrücken oder Ufermauern, ist die Anordnung von Dehnungsfugen ebenso wie bei Hochbauten notwendig, soweit die bisherige Erfahrung lehrt.

Da die Herstellung von vollkommen wasserdichten Fugen mit einigen Schwierigkeiten verbunden ist, wird man dies bei der Verteilung und der Bestimmung der Zahl der Dehnungs- oder Trennungsfugen berücksichtigen müssen.

Will man die Oberfläche von Beton oder Eisenbetonbauten wasserabweisend gestalten, so bedient man sich vielfach besonderer Oberflächendichtungen.

Mit den Zusatzstoffen im Beton als Dichtungsmittel, wie Seife, Öle, Asphalterzeugnissen und vielen anderen, hat man keine guten Erfahrungen gemacht, da sie festigkeitsvermindernd waren.

Dagegen verwendet man als besondere Oberflächendichtung zur Erhöhung der Sicherheit vielfach eine Dichtungshaut, ähnlich wie Mörtelputz. Leichter anzubringen und zu beaufsichtigen sind die sichtbaren Dichtungen, z. B. auf der Außenseite von Schleusenmauern.

Man verwendet hier entweder Anstriche auf Putzschichten, auch jedes für sich allein, oder eine Vorlegeschicht aus Beton, Eisenbeton oder Ziegeln. In neuester Zeit wird mit Erfolg eine Vorlegeschicht mit Hilfe des Spritzverfahrens hergestellt, die bekannt ist unter den Namen „Zementkanone“ oder „Torkret“-verfahren. Bei diesem Verfahren wird mit Hilfe von Druckluft eine Mörtel- bzw. Betonschicht von beliebiger Stärke auf den Beton aufgeschleudert.

Als Anstriche werden verwendet: Asphalterzeugnisse, wie Goudron, Siderosthen, Interol u. a., von denen das erste und letzte in der Praxis viel angewendet wird. Ferner wie vorher Öle, Seife allein oder mit Alaun und Fluat, von denen behauptet wird, daß sie mit dem Kalk des Zementes das porenfüllende Kalziumfluat bilden.

Bei Putz mit und ohne Anstrich und Anstrichmitteln aller Art bestehen folgende Nachteile:

Sie sind sehr empfindlich gegen Bewegungen (die z. B. beim Schwinden entstehen) und Setzungen eines Bauwerkes, gegen starke Erschütterungen, gegen mechanische Wirkung (bei bewegtem Wasser) und gegen klimatische und Temperatureinwirkungen.

Die vielen Anstrichen nachgerühmte Widerstandsfähigkeit gegen die Angriffe von chemisch angreifbaren Wässern wird dadurch eingeschränkt, daß bei auftretender Reißbildung in dem Anstrich die Risse die Angriffsstellen bilden.

Wenn man daher bis auf weiteres in vielen Fällen zur Erhöhung der Sicherheit auf Putz oder auf ein Anstrichmittel nicht verzichten soll, so müssen wir nach wie vor bemüht sein, uns von diesen wirtschaftlich sehr kostspieligen Oberflächendichtungen möglichst unabhängig zu machen oder sie einzuschränken.

Gelingt es uns, einen Weg zu finden, der uns entweder die ganze oder einen Teil einer besonderen Oberflächendichtung entbehrlich macht, so sparen wir an Kosten, die wir zu einer besseren Vorbereitung und Verarbeitung des Betons verwenden können. Dabei ist zu berücksichtigen, daß viele Arten von Oberflächendichtung nur eine sehr begrenzte Lebensdauer haben, die eine Erneuerung oder Ausbesserung nach einiger Zeit erforderlich machen, was die Kosten nicht unerheblich vergrößert.

Bezüglich der Herstellung und Verarbeitung von Beton bei allen Arten von Wasserbauwerken soll man darauf achten, daß guter, feingemahlener, nicht zu schnell bindender Zement mit nicht zu hohem Zusatz an Sulphaten, Magnesia und einem Mindestgehalt von freiem Kalk verwendet wird.

Ferner soll ein Wasserzusatz gewählt werden, der einen möglichst weichen Beton erzeugt, wodurch ein möglichst homogenes Material geschaffen wird, im Gegensatz zu dem bis vor Jahren allgemein verwendeten trockenen, gestampften Beton. Jede Stampffuge bietet selbst bei

sorgfältigster Verarbeitung zahlreiche Angriffsstellen bei gleichzeitiger Verminderung des Widerstandes gegen Schub- oder Scherbeanspruchungen.

Es ist schon darauf hingewiesen worden, daß besonders im Seebau eine möglichst lange Erhärtung an der Luft erwünscht ist, was ohne Schwierigkeiten möglich ist, wenn das Bauwerk im Trockenen oder in vorher fertiggestellten Teilen ausgeführt wird. Während man also im Seebau die Herstellung von Beton unter Wasser nach Möglichkeit vermeiden soll, ist dies im ruhigen Süßwasser ohne weiteres, im bewegten Wasser mit großer Vorsicht unter Verwendung von besonderen Schütttrichtern möglich.

Die Berechnung von Eisenbetonbauten im Wasserbau ist im allgemeinen, schon mit Rücksicht auf die manchmal nicht ganz genau zu erfassenden äußeren Kräftewirkungen, noch mehr Näherungsberechnung als bei Hoch- und Brückenbauten. Die zulässigen Spannungen, sowohl im Beton als im Eisen, werden oft kleiner gewählt in der Annahme, daß dadurch ein höherer Sicherheitsgrad erreicht wird. War diese Annahme schon bei Brückenbauten wenig berechtigt, wie dies besprochen wurde, so ist sie bei Wasserbauten noch weniger begründet. Hier tritt die Wasserdichtigkeit des Betons mehr in den Vordergrund, die eine Ausnutzung der als zulässig erachteten Spannungen in vielen Fällen begrenzt.

Wenn ein wasserdichter Beton höhere Beanspruchungen im Beton und im Eisen ermöglicht, dann wird es sich empfehlen, die zulässigen Zugspannungen im Beton kleiner zu wählen als z. B. bei Eisenbahnbrücken; σ_{bz} soll rechnermäßig nicht höher als 15 kg/cm^2 zugelassen werden. Wenn dieser Wert nicht überschritten wird, so kann man annehmen, daß der rechnerische Nachweis für die Sicherheit gegen das Auftreten von Rissen erbracht ist. Daß dies allein nicht genügt, wurde schon bei der Besprechung über den Eisenbahnbrückenbau hervorgehoben.

In Nachahmung der Berechnung von Eisenbetontragwerken im Eisenbahnbau berechnet man die Spannungen in Eisen unter der Annahme, daß der Beton gerissen ist, und verlangt eine Ermäßigung der zulässigen Eisenspannungen auf 900 kg/cm^2 .

Zur Begründung wird angeführt, daß bei niedrigen Eisenspannungen die Sicherheit gegen das Auftreten von Rissen größer wird.

Demgegenüber mag hervorgehoben werden, daß die Berechnung unter Annahme eines gerissenen Betons mit den tatsächlich vorhandenen und geforderten Voraussetzungen in Widerspruch steht. Man verlangt gerade hier eine Vermeidung von Rissen, sogar den Nachweis, daß die Zugspannungen im Beton nicht größer als 15 kg/cm^2 sind. Die Verlängerungen, die der Beton erleiden würde, wenn die Eisen mit 1200

statt mit 900 kg/cm^2 beansprucht wären, sind voneinander nicht sehr verschieden und können jedenfalls vom Beton aufgenommen werden. Dabei wird aber übersehen, daß es zur Vermeidung von Rissen weniger auf den Bewehrungsprozentatz als auf die gute Verteilung über den ganzen Querschnitt ankommt.

Ein typischer Fall in neuerer Zeit ist der Entwurf von Druckrohrleitungen bei Wasserkraftanlagen. Kein Druckrohr wird wasserdichter oder -undurchlässiger, wenn die Eiseneinlagen mit $800\text{--}900 \text{ kg/cm}^2$ statt mit 1200 rechnerisch beansprucht werden.

Wenn hier der Nachweis erbracht wird, daß der Beton nicht über 15 kg/cm^2 auf Zug beansprucht wird, wenn die zur Aufnahme der Ringspannungen notwendigen Ringeisen nahe aneinander liegen (etwa wie die Umschnürung bei einer Stütze), wenn ferner der Beton gut und dicht ist, und schließlich alle Vorkehrungen für ein gleichmäßiges Erhärten getroffen werden, treten der Bewehrungsgehalt und die unter einer willkürlichen Annahme errechneten Eisenspannungen zurück, wie dies später noch im einzelnen gezeigt werden soll.

Was die Art der Beanspruchung von Eisenbetonquerschnitten im Wasserbau betrifft, so sei darauf verwiesen, daß hier zwei Fälle besonders häufig vorkommen:

a) Der Fall reiner Zugbeanspruchung, z. B. bei Dückern und Druckrohren;

b) der Fall des beiderseits beanspruchten und deshalb doppelt bewehrten (nicht druckbewehrten) Querschnittes, wie bei den Wänden und dem Boden einer Schleuse.

In beiden Fällen ist besonders darauf zu achten, daß Risse im Beton vermieden werden, weil sonst Wasserdurchlässigkeit eintritt.

Im Süß- und Seewasserbau sind in den letzten zwei Jahrzehnten eine größere Anzahl von Beton- und Eisenbetonbauwerken ausgeführt worden, die sich da gut bewährt haben, wo eine einwandfreie Ausführung nachgewiesen werden kann. Wo diese mangelhaft war und die vorher entwickelten Grundsätze unbeachtet blieben, sind schlechte Erfahrungen nicht ausgeblieben.

Schon im Jahre 1890 wurde eine verfaulte hölzerne Ufereinfassung des Spreekanals in Berlin durch Eisenbetonplatten zwischen eisernen Ständern ersetzt. Die Eisenbetonplatten haben sich gut bewährt.

Später ging man auf die Verwendung von Eisenbetonbohlen und -pfählen zu Ufermauern über.

Bei den großen Kanalbauten der preußischen Wasserbauten zu Beginn dieses Jahrhunderts wurde der Eisenbeton bei Schleusen und Kanalbrücken bis in die neueste Zeit mit Erfolg eingeführt.

Daneben wurden bei Preßluftgründungen von Brückenpfeilern

Eisenbetonsenkkasten angewendet, die sehr wirtschaftliche Pfeilergründungen ermöglichen.

Im Seewasserbau sind die ersten Anwendungen des Eisenbetons bei Wellenbrechern, Molen und Seedämmen, ähnlich wie an großen Seen, zunächst als untergeordnete Konstruktionsteile bekannt geworden. Wo z. B. über Mittelwasser Zerstörungen von Holz vorkamen und der Überbau durch Stein- oder Betonkonstruktionen ersetzt wurde, ging man später auf Eisenbetonkästen oder Zellenblöcke über, die mit Sand, Steinen oder Beton ausgefüllt wurden. Manchmal wurden diese Kästen zur Erhöhung der Dichtigkeit mit Klinkern ausgekleidet. Der Vorteil dieser Bauweise ist die Möglichkeit der Herstellung des Betons und Eisenbetons im Trockenen.

Die leichte Formgebung und Anpassungsfähigkeit des Eisenbetons hat seine Anwendung insbesondere in allen denjenigen Fällen gefördert, wo Eisenkonstruktionen starken Angriffen ausgesetzt waren, oder wo die Anwendungen von Holzbauten durch die Wirkungen des Bohrwurms oder durch das Faulen unmöglich wurden. Es entstanden Ufermauern, Landungsbrücken und ähnliche Bauwerke aus Eisenbeton, wobei Schutzmaßnahmen gegen die Wirkungen des Anpralls von Schiffen getroffen wurden. In dieses Gebiet gehören auch die Uferschutz- und Bühnenbauten aus Eisenbeton, die in verschiedenen Arten zur Ausführung kamen.

Aus diesem reichen Anwendungsgebiet sollen im nachfolgenden einige typische Beispiele bearbeitet werden. An einigen Ausführungen, die sich bewährt haben, sollen die bekanntgewordenen Erfahrungen besprochen werden.

Diese vereint mit den im vorstehenden entwickelten Richtlinien mögen bei der Anwendung des Eisenbetons zu Wasserbauwerken der Beachtung empfohlen werden.

I. Untersuchung einer Druckluftsenkkammer.

Im allgemeinen wird diese Gründungsart angewendet, wenn Wasser vorhanden, jedoch nicht ausschöpfbar ist. Sie tritt dabei in Wettbewerb mit der Pfahlgründung, der Betongründung unter Wasser und der Brunnengründung.

Bis vor einigen Jahren wurden Druckluftsenkkammern aus Holz und Eisen hergestellt. In den letzten Jahren hat sich bei einigen bedeutenden Ausführungen die Eisenbetonsenkkammer erfolgreich eingeführt.

Es möge hier die Untersuchung einer Eisenbetondruckluftsenkkammer für den Strompfeiler einer Flußbrücke durchgeführt werden¹⁾.

¹⁾ Ausführung der Grün-Bilfinger A.-G., Mannheim bei der Hängebrücke in Köln.

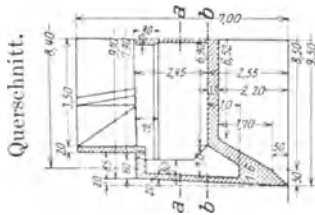
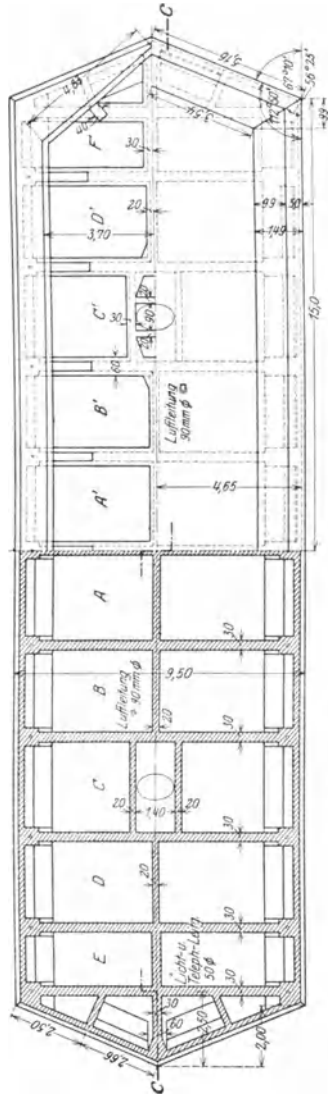
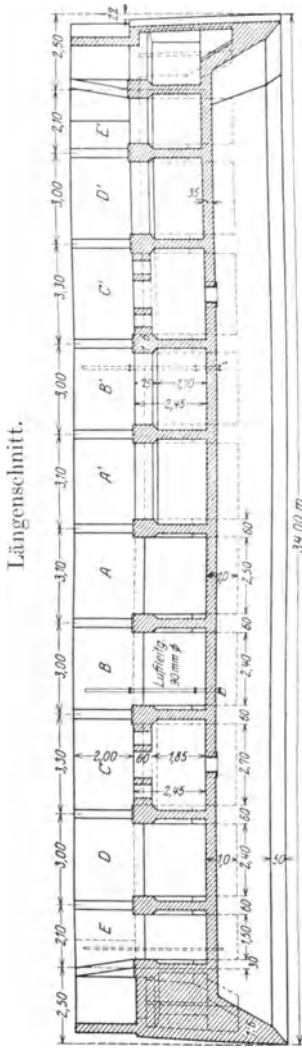


Fig. 58 a.
Abmessungen einer
Senkkammer.



Schnitt a—a.

Schnitt b—b.

Eine Übersicht über die Abmessungen des Bauwerks geben (Horizontal-, Längen- und Querschnitt) in Fig. 58 a.

Die Decke der Druckluftarbeitskammer wird gebildet aus einer durchgehenden Eisenbetonplatte, die sich auf einzelnen Deckenträgern abstützt. Zur besseren Längsversteifung sind die Deckenquerträger durch eine mittlere Längsrippe miteinander verbunden.

Die Deckenquerträger übertragen die Lasten auf die über die Kammerdecke hinaus verlängerten Kammerseitenwände, deren untere Kante als Schneide ausgebildet ist.

Die Kammerdeckenplatte ist für den ungünstigsten Fall der Belastung durch den Füllbeton zu berechnen. Da man annehmen kann, daß der Füllbeton nach drei Tagen bereits eine genügende Erhärtung aufweist, die ihn befähigt, geringe Kräfte aufzunehmen, so kommt als Belastungshöhe eine Füllbetonschicht von der Höhe dieser Tagesarbeitsschichten in Frage. Nimmt man eine Tagesleistung von rund 50 cm Schichthöhe an, so erhalten wir eine auf die Eisenbetonplatte wirkende Belastungshöhe von 1,50 m Füllbeton mit dem Raumgewicht $g = 2,1$ t/cbm.

Mit den Winklerschen Zahlen für durchlaufende Träger über 4 Felder erhalten wir, wenn wir die dritte Tagesschicht als gleichmäßig verteilte veränderliche Last annehmen, für die 35 cm starke Deckungsplatte folgende Momente:

In Feldmitte: $l = 3,10$ m,

Eigengewicht: $g = 0,25 \cdot 2,4 = 0,84$ t/lfd.m

$q = 1,0 \cdot 2,1 = 2,10$ t/lfd.m

$g + q = 2,94$ t/lfd.m

$= 0,5 \cdot 2,10 = 1,05$ t/.fd.m

$M_g = 0,07714 \cdot g l^2 = 0,07714 \cdot 2,94 \cdot 3,1^2 = 2,18$ mt

$M_p = 0,09857 \cdot p l^2 = 0,09857 \cdot 1,05 \cdot 3,1^2 = 0,95$ mt

$= + 3,13$ mt.

Über den Stützen:

$M_g = - 0,10714 \cdot g l^2 = - 0,10714 \cdot 2,94 \cdot 3,1^2 = - 3,02$ mt

$M_p = - 0,12054 \cdot p l^2 = - 0,12054 \cdot 1,05 \cdot 3,1^2 = - 1,21$ mt

$M = - 4,23$ mt.

Querschnittsbestimmung:

In Feldmitte: $M = + 313\ 000$ cmkg.

Mit Rücksicht auf die Unsicherheit der statischen Erfassung aller Kraftwirkungen nehmen wir als zulässige Spannungen an für Beton:

$\sigma_{bd} = 30 \text{ kg/cm}^2$ und für Eisen $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ zu. Mit diesen Werten ergibt sich mit $b = 100 \text{ cm}$

$$h' = 0,561 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,561 \sqrt{\frac{313\,000}{100}} = 31,4 \text{ cm,}$$

$$F_e = 0,00193 \sqrt{M \cdot b} = 0,00193 \sqrt{313\,000 \cdot 100} = 10,8 \text{ cm}^2$$

gewählt: $h = h' + a = 35 \text{ cm}$; $F_e = 10 \text{ } \varnothing 12 = 11,31 \text{ cm}^2$.

Über den Stützen:

$$M = -4,23000 \text{ cmkg.}$$

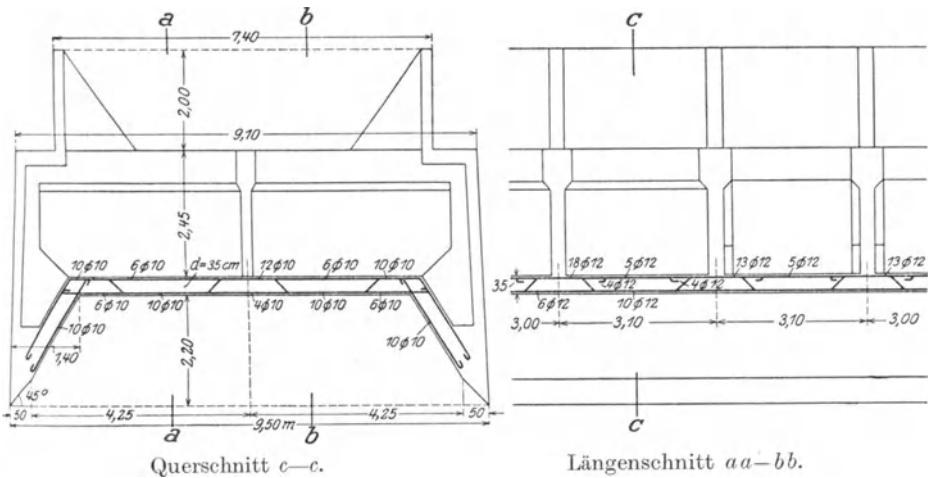


Fig. 58 b. Bewehrung auf einen Streifen von 1 m.

Nach den gleichen Gesichtspunkten wie oben erhalten wir mit $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$:

$$h' = 0,492 \sqrt{\frac{423\,000}{100}} = 32,0 \text{ cm,}$$

$$F_e = 0,00222 \sqrt{423\,000 \cdot 100} = 14,5 \text{ cm}^2$$

gewählt: $h = h' + a = 35 \text{ cm}$; $F_e = 13 \text{ } \varnothing 12 = 14,70 \text{ cm}^2$.

Als Verteilungseisen legen wir in der Querrichtung $10 \text{ } \varnothing 10 = 7,85 \text{ m}^2$ ein, die des mittleren Längsträgers wegen als Eiseneinlagen eines durchlaufenden Trägers angeordnet werden. (Siehe Fig. 58 b.)

Für die Berechnung des Kammerdeckenquerträgers wird der ungünstigste Belastungsfall angenommen, wie er in Fig. 58 c dargestellt ist, bei dem der Senkkasten seine tiefste Lage erreicht hat und die Arbeitskammer unter Druckluft steht.

Dabei sind folgende Belastungen aufzunehmen:

Eine gleichmäßig verteilte Belastung durch Eigengewicht und den Füllbeton zwischen Kammerdecke und Trägeroberkante.

Die infolge der Gewölbewirkung parabelförmige angenommene Auflast (Lamellen 1', 2' und 3').

Die als Einzellast (R) in Erscheinung tretende Belastung durch die oberen Massen Auflagerdruck des Gewölbes (P); Auflast der Erde und des Wassers (Q).

Die seitliche Belastung infolge Wasser- und Erddruck.

Die Belastung infolge des Luftdruckes in der Arbeitskammer.

Die Horizontalkomponente aus dem Widerstand des Bodens gegen die Schneide.

Um den durch diese Belastungen hervorgerufenen Auflagerdruck ermitteln zu können, bildet man für einen 1 m tiefen Streifen:

$$G_{\textcircled{1}} = 1,4 \cdot \frac{2,2}{2} \cdot (2,4 - 1,0) \cdot 2 = 4,3 \text{ t/lfdm Tiefe}$$

$$G_{\textcircled{2}} = \frac{9,10 + 9,30}{2} \cdot 2,8 \cdot (2,3 - 1,0) = 16,7 \text{ ,, ,,}$$

$$G_{\textcircled{3}} = 7,40 \cdot 2,5 \cdot (2,1 - 1,0) = 20,4 \text{ ,, ,,}$$

$$G_{\textcircled{4}} = 6,40 \cdot 3,00 \cdot (2,1 - 1,0) = 21,1 \text{ ,, ,,}$$

$$G_{\textcircled{5}} = \frac{6,0 + 5,8}{2} \cdot 1,90 \cdot (2,1 - 1,0) = 6,2 \text{ ,, ,,}$$

$$G_{\textcircled{6}} = 1,00 \cdot 0,5 \cdot 2,1 \cdot 2 = \underline{\underline{2,1 \text{ ,, ,,}}}$$

Gewicht des Senkbodens vermindert um den Auftrieb: 70,8 t/lfd. m Tiefe.

Gewicht der auflastenden Erde:

$$(9,50 - 9,10) \cdot \frac{5,0}{2} \cdot (1,8 - 1,0) = 0,8 \text{ t/m Tiefe,}$$

$$+ (9,50 - 7,40) \cdot 2,50 \cdot (1,8 - 1,0) = 4,2 = 5,0 \text{ t/lfd. m Tiefe}$$

Gewicht des auflastenden Wassers:

$$(9,50 - 6,40) \cdot 4,90 \cdot 1,0 = 15,2$$

$$+ \frac{(0,40 + 0,60)}{2} \cdot 1,90 \cdot 1,0 = 0,5 = \underline{\underline{15,7 \text{ ,,}}}$$

Gesamtgewicht des Senkkastens mit Berücksichtigung des Auftriebs und der Auflasten durch Erde und Wasser

91,5 t/lfd. m Tiefe

Es erhält demnach jede Schneide für den laufenden Meter Länge einen senkrechten Auflagerdruck von

$$A = B = \frac{91,5}{2} = 45,75 \text{ t/lfd. m,}$$

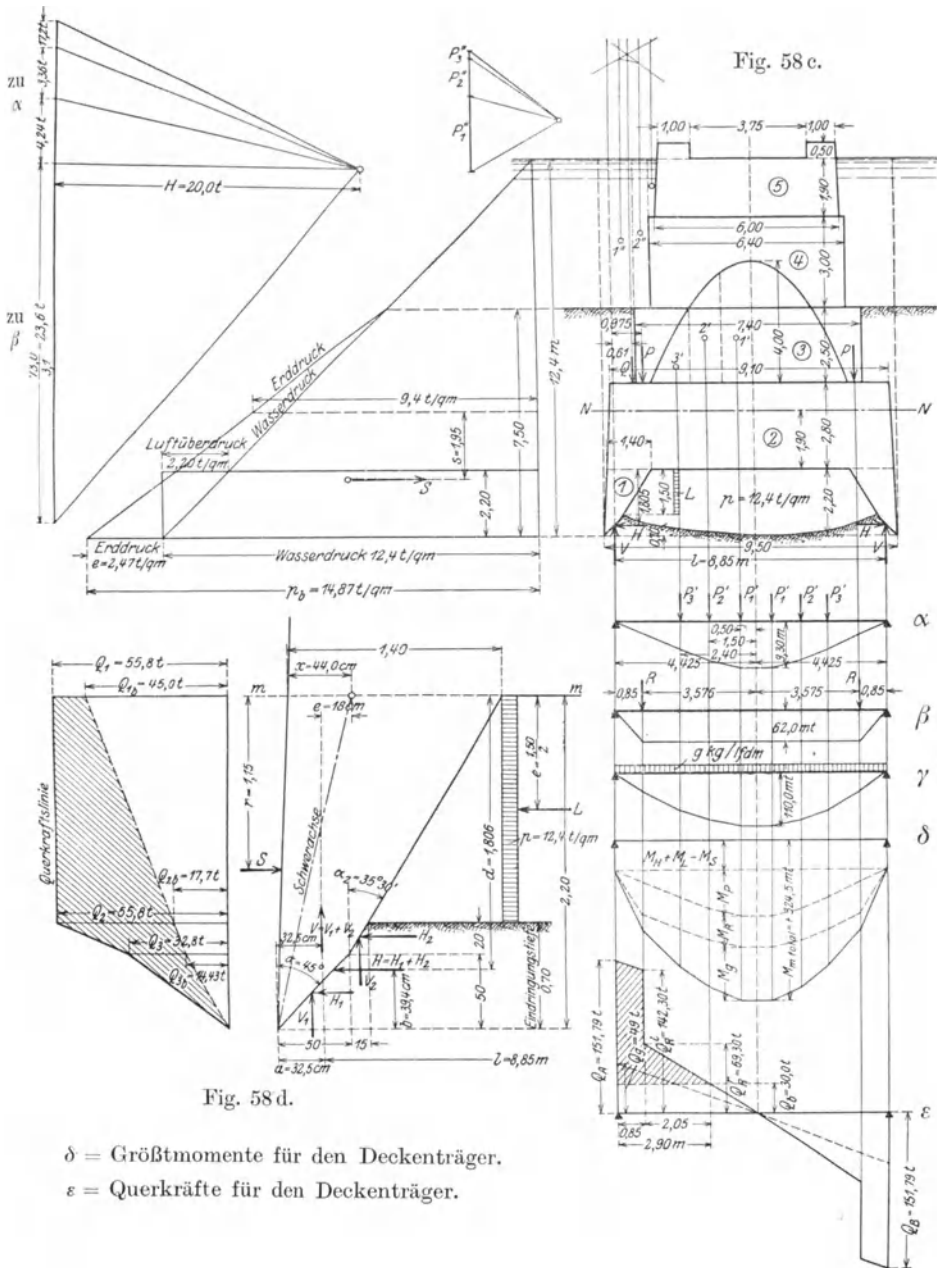


Fig. 58 d.

δ = Größtmomente für den Deckenträger.

ϵ = Querkräfte für den Deckenträger.

der sich bei einer Eindringungstiefe von 70 cm (wie Fig. 58 d zeigt), auf eine Fläche von $F = (0,50 + 0,15) \cdot 1,00 = 0,65$ qm verteilt. Der spezifische Flächendruck ist aber:

$$q = \frac{45,75}{0,65} = 70,4 \text{ t/qm} = 7,04 \text{ kg/cm}^2.$$

Der auf die unter $\alpha_1 = 45^\circ$ geneigte Schneidfläche entfallende Vertikaldruck: $V_1 = 70,4 \cdot 0,50 = 35,2$ t/m Tiefe; der auf die unter $\alpha_2 = 35^\circ \cdot 30'$ geneigte Schneidfläche entfallende dagegen $V_2 = 70,4 \cdot 0,15 = 10,55$ t/ld. m Tiefe.

Die resultierende Vertikalkraft $V = V_1 + V_2 = 45,75$ t/m Tiefe greift im Abstand $\alpha = \frac{65}{2} = 32,5$ cm von der Schneide aus an. Die theoretische Stützweite des Deckenquerträgers wird dann

$$l = 9,50 - 2 \cdot 0,325 = 8,85 \text{ m}.$$

Die zur Wirkung kommenden Horizontalkräfte H_1 und H_2 ergeben sich mit Hilfe der in Fig. 58 e

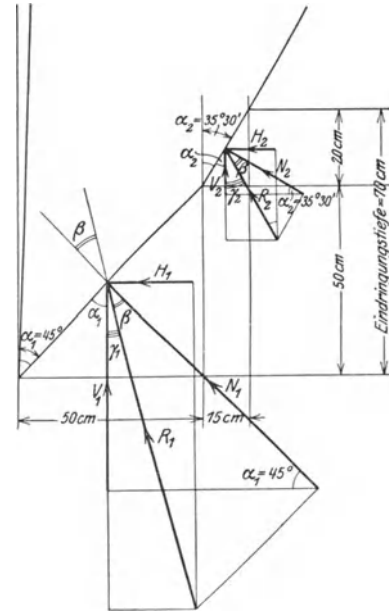


Fig. 58 e.

dargestellten Kräftedreiecke bei einem Reibungswinkel $\beta = 35^\circ$ wie folgt:

$$N_1 = \frac{V_1}{\sin \alpha_1} = \frac{35,2}{\sin 45} = \frac{35,2}{0,707} = 50,0 \text{ t/m},$$

$$N_2 = \frac{V_2}{\sin \alpha_2} = \frac{10,55}{\sin 35^\circ 30'} = \frac{10,55}{0,581} = 18,2 \text{ t/m},$$

$$R_1 = \frac{N_1}{\cos \beta} = \frac{50,0}{\cos 35} = \frac{50,00}{0,819} = 61,0 \text{ t/m},$$

$$R_2 = \frac{N_2}{\cos \beta} = \frac{18,2}{\cos 35} = \frac{18,2}{0,819} = 22,2 \text{ t/m},$$

$$H_1 = R_1 \sin \gamma_1; \quad H_2 = R_2 \sin \gamma_2,$$

$$\gamma_1 = 90^\circ - (\alpha_1 + \beta) = 90^\circ - (45^\circ + 35^\circ) = 10^\circ,$$

$$\gamma_2 = 90^\circ - (\alpha_2 + \beta) = 90^\circ - (35^\circ 30' + 35^\circ) = 19^\circ 30' \text{ und demnach}$$

$$H_1 = 61,0 \cdot \sin 10^\circ = 61,0 \cdot 0,174 = 10,6 \text{ t/m}$$

$$H_2 = 22,2 \cdot \sin 19^\circ 30' = 22,2 \cdot 0,334 = 7,4 \text{ t/m}.$$

Die gesamte Horizontalkraft wird $H = H_1 + H_2 = 18,0$ t/m Tiefe, und ihr Abstand von der Unterkante der Schneide

$$b = \frac{H_1 \cdot \frac{50}{2} + H_2 \cdot \left(50 + \frac{20}{2}\right)}{H} = \frac{265 + 444}{18,0} = 39,4 \text{ cm}$$

Die vorstehend ermittelten äußeren Kräfte ergeben beim Deckenquerträger folgende Momente infolge gleichmäßig verteilter Belastung.

Wir nehmen als Raumgewicht der gleichmäßig verteilten Belastung $g = 2,3$ t/cbm im Mittel aus Eigengewicht (Eisenbeton 2,4 t/cbm) und Füllbeton (2,1 t/cbm) und erhalten für den als frei aufliegend gedachten Deckenträger von der Spannweite $l = 8,85$ m, bei einer Trägerentfernung $e = 3,10$ m und $g = (2,3 - 1,0) \cdot 2,8 = 3,64$ t/lfd. m/lfd. m Tiefe.

$$M_{gm} = \frac{gl^2}{\gamma} \cdot e = \frac{3,64 \cdot 8,85^2}{\gamma} \cdot 3,1 = 110,0 \text{ mt/Träger.}$$

Das Moment infolge der parabelförmigen Auflast bestimmen wir, indem wir Streifen annehmen, deren Einzelgewichte sind:

$$P_1' = \frac{4,0 + 3,7}{2} \cdot 1,00 \cdot (2,1 - 1,0) = 4,24 \text{ t/lfd. m Tiefe,}$$

$$P_2' = \frac{3,7 + 2,4}{2} \cdot 1,00 \cdot (2,1 - 1,0) = 3,36 \text{ t/lfd. m Tiefe,}$$

$$P_3' = \frac{2,6}{2} \cdot 1,2 \cdot (2,1 - 1,0) = 1,72 \text{ t/lfd. m Tiefe,}$$

$$\sum P' = 9,32 \text{ t/lfd. m Tiefe.}$$

Nach Fig. 58c ergibt sich das Moment in Balkenmitte

$$M_{pm} [9,32 \cdot 4,425 = (4,24 \cdot 0,50 + 3,36 \cdot 1,50 + 1,72 \cdot 2,40)] \cdot 3,1 = 93,0 \text{ mt.}$$

Das Moment infolge der Resultierenden R aus dem Gewölbeauflagerdreieck P und den Auflasten Q :

$$P = \frac{1}{2} [70,8 - (4,3 + 16,7 + 2 \cdot 9,32)] \cdot 3,1 = 48,4 \text{ t/Träger.}$$

Das Gewicht der Auflasten ergibt sich nach Fig. 58c zu

$$P_1'': (4,425 - 3,70) \cdot 2,5 \cdot 0,8 = 1,45 \text{ t/m Tiefe,}$$

$$(4,425 - 3,70) \cdot 4,9 \cdot 1,0 = 3,55 \text{ t/m Tiefe,}$$

$$\frac{5,00 \text{ t/m Tiefe,}}{}$$

$$P_2'': (3,7 - 3,2) \cdot 4,9 \cdot 1,0 = 2,45 \text{ t/m Tiefe,}$$

$$P_3'': \left(\frac{0,20 + 0,30}{2}\right) \cdot 1,9 \cdot 1,0 = 0,48 \text{ t/m Tiefe,}$$

$$Q = \sum P'' \cdot 3,1 = 7,93 \cdot 3,1 = 24,6 \text{ t/Träger.}$$

Mit den aus der Figur ermittelten Abständen der Kräfte $P_n \cdot Q$ von der Auflagersenkrechten ergibt sich der entsprechende Abstand der Resultierenden $R = P + Q = 73,0 \text{ t}$ zu:

$$c = \frac{0,975 \cdot 48,4 + 0,61 \cdot 24,6}{48,4 + 24,6} = 0,85 \text{ m,}$$

und demnach das Moment in Balkenmitte, hervorgerufen durch R :

$$M_{Rm} = 73,0 \cdot (4,425 - 3,575) = 62,0 \text{ mt (Fig. 58 c } [\beta]).$$

Das Moment infolge der seitlichen Belastung durch Wasser- und Erddruck in bezug auf die neutrale Achse $N-N$ des Deckenquerträgers erhält man aus:

$$S = \frac{14,87 + 9,40}{2} \cdot 4,1 = 49,7 \text{ t/lfd. m Tiefe}$$

und dem Hebelarm $s = 1,95 \text{ m}$.

$$M_S = -49,7 \cdot 1,95 \cdot 3,1 = -300,0 \text{ mt.}$$

Das Moment infolge des Luftdruckes in der Arbeitskammer auf die Schneidenflächen wirkt dem durch den Wasser- und Erddruck hervorgerufenen Moment entgegen.

Es ergibt sich bei einer wirksamen senkrechten Angriffsfläche von 1,50 m Höhe zu

$$M_L = 1,5 \cdot 12,4 \left(1,90 + \frac{1,5}{2} \right) 3,1 = 153,0 \text{ mt.}$$

Das Moment der Horizontalkomponente H des Schneidenwiderstandes.

Mit den bereits ermittelten Werten für Horizontalkraft und deren Abstand von Schneidenunterkante ergibt sich:

$$M_H = 18,0 \cdot (2,20 + 1,90 - 0,394) \cdot 3,1 = 206,5 \text{ mt.}$$

Mit diesen Ergebnissen wird das endgültige Moment in der Mitte des Deckenquerträgers:

$$\begin{aligned} M_m &= M_{gm} + M_{Pm} + M_{Rm} + M_S + M_L + M_H \\ &= 110,0 + 93,0 + 62,0 - 300,0 + 153,0 + 206,5 = 324,5 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Die Größtwerte der Momente sind in δ Fig. 58 c aufgetragen.

Die in ε dargestellte Querkraftslinie kann leicht mit Hilfe der Belastungsgrundlagen gezeichnet werden. So wird z. B. die Querkraft am Auflager

$$Q_A = 9,32 \cdot 3,1 + 73,0 + 3,64 \cdot \frac{8,85}{2} \cdot 3,1 = 151,79 \text{ t.}$$

Querschnittsbemessung und Spannungsnachweis:

Da im Falle des Auftretens des Größtwertes für das Biegemoment der Füllbeton bis zur Oberkante des Deckenquerträgers bereits an der

Druckaufnahme teilnimmt, so können wir als wirksame Breite des Druckquerschnittes die Trägerentfernung $e = 3,10$ m annehmen. Die zulässige Druckfestigkeit wird auf $\sigma_{ba \text{ zul.}} = 20 \text{ kg/cm}^2$ ermäßigt.

Wir erhalten mit Hilfe der Zusammenstellung für Querschnittsbemessung rechteckiger Platten bei Spannungen von $\sigma_{ba} = 20 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ für

$$M_{\text{max.}} = 32\,450\,000 \text{ cm/kg} \quad \text{und} \quad b = 310 \text{ cm:}$$

$$h' = 0,800 \sqrt{\frac{32\,450\,000}{310}} = 259 \text{ cm.}$$

$$F_{e \text{ erf.}} = 0,001\,325 \sqrt{32\,450\,000 \cdot 310} = 133 \text{ cm}^2.$$

Gewählt wird eine Höhe $h = 285 \text{ cm}$; $h' = 285 - 7 = 278 \text{ cm}$:

$$F_e = 6 \varnothing 38 = 68,04 \text{ cm}^2$$

$$2 \varnothing 36 = 20,36 \text{ cm}^2$$

$$9 \varnothing 24 = 40,71 \text{ cm}^2$$

$$\underline{129,11 \text{ cm}^2.}$$

Mit diesen Abmessungen ergeben sich:

$$x = \frac{n F_e}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b (h-a)}{n \cdot F_e}} \right) = \frac{10 \cdot 129,11}{310} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 310 \cdot 278}{10 \cdot 129,11}} \right) = 44,1 \text{ cm;}$$

$$\sigma_{ba} = \frac{2 M}{x b \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 32\,450\,000}{44,1 \cdot 310 \left(278 - \frac{44,1}{3} \right)} = 18 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \left(h' - \frac{x}{3} \right)} = \frac{32\,450\,000}{129,11 \cdot \left(278 - \frac{44,1}{3} \right)} = 955 \text{ kg/cm}^2.$$

Wie wir sehen, bleiben die Spannungen in mäßigen Grenzen, was auch in Anbetracht der Unmöglichkeit des genauen Erfassens aller Kräftewirkungen erforderlich ist.

Die Querkraft, die durch den Beton des 30 cm breiten Eisenbetonsteges des Deckenträgers bei einer zulässigen Schubspannung des Betons

$$\tau_{b \text{ zul.}} = 4,0 \text{ kg/cm}^2$$

aufgenommen werden kann, ergibt sich mit $x = 0,250 h'$;

$$Q_b = \tau_{b \text{ zul.}} \cdot b \left(h' - \frac{x}{3} \right) = 4,0 \cdot 30 \cdot \left(278 - \frac{0,250 \cdot 278}{3} \right) \cong 30\,000 \text{ kg.}$$

Wie Fig. 58 c (ϵ) zeigt, muß demnach die gesamte schraffierte Querkraftsfläche durch aufgebogene Eisen aufgenommen werden. Die durch jene Fläche dargestellte gesamte Querkraft berechnet sich wie folgt:

$$Q = 39\,300 \cdot \frac{205}{2} + \frac{121\,790 + 112\,300}{2} \cdot 85 = 13\,990\,000 \text{ kg.}$$

Daraus ergibt sich die schiefe Zugkraft:

$$Z = \frac{Q}{h_{zD} \sqrt{2}} = \frac{13\,990\,000}{\left(278 - \frac{0,250 \cdot 278}{3}\right) \cdot \sqrt{2}} = 38\,800 \text{ kg.}$$

Mit $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ ergeben sich die erforderlichen Schräg-eisen:

$$F_e \text{ erf.} = \frac{38\,800}{1000} = 38,8 \text{ cm}^2;$$

aufgebogen sind $9 \varnothing 24 = 40,71 \text{ cm}^2$.

Tatsächlich bleibt die Schubspannung noch hinter den oben angeführten Werten zurück, da wir der Einfachheit halber mit gleichbleibendem Querschnitt bis zum Auflager gerechnet haben, obwohl derselbe gegen das Auflager stark anwächst. Außerdem haben wir nur den schmalen Steg des Eisenbetonquerschnittes der Berechnung der Schubspannungen zugrunde gelegt und auf die Mitwirkung des Füllbetons verzichtet, was die Sicherheit noch mehr erhöht.

Die Kammerwandrippe wird, wie Fig. 58 d zeigt, durch positive und negative Momente beansprucht. Als positiv gelte ein Moment, das von der Innenseite Zug erzeugt.

Wir können nun für den Schnitt $m-m$ zwei ungünstigste Belastungsfälle unterscheiden:

a) Die Schneide ist etwa 70 cm in den Boden eingedrungen und die Kammer mit Druckluft gefüllt.

In diesem Falle ergibt sich das größte positive Moment:

$$\begin{aligned} \text{pos. } M_{\text{max.}} &= V e + H d + L c - S r \\ &= 45,75 \cdot 0,18 + 18,0 \cdot 1,806 + 18,6 \cdot 0,75 - \frac{14,87 + 12,0}{2} \cdot 2,2 \cdot 1,15 \\ &= + 20,68 \text{ mt/lfd. m Schneide,} \end{aligned}$$

$$\text{pos. } M_{\text{max. ges.}} = + 20,68 \cdot 3,1 = + 64,2 \text{ mt.}$$

b) Das größte negative Moment ergibt sich, wenn durch zu starkes Anspannen der Druckluft ein plötzliches und vollkommenes Austreten derselben unter der Schneide erfolgt. Das folgende Zuströmen des Wassers in die leere Kammer durch Verstopfen des gerissenen Loches mit zuströmendem Erdreich wird derart verlangsamt, daß über eine gewisse Spanne Zeit der volle rechnerische Wasser- und Erddruck auf der Wandung steht. Da dieser Fall aber nur denkbar ist, so lange der Senkkasten noch nicht allzu tief in den Untergrund hineinversenkt ist, so ist der Wasserdruck in unserem Falle mit höchstens 6 t/m^2 (bei rund 1 m Versenktiefe) einzusetzen. Wir erhalten für diesen Fall also:

$$\text{neg. } M_{\text{max.}} = - \left[\frac{6,0 + (6,0 - 2,2)}{2} \cdot 2,2 \right] \cdot 1,15 = -12,4 \text{ mt/lfd m Schneide;}$$

$$\text{neg. } M_{\text{max. ges.}} = -12,4 \cdot 3,1 = -38,5 \text{ mt.}$$

Für die Spannungen $\sigma_b = 20 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ erhalten wir für das positive Moment $M_{\max} = +64,2 \text{ mt} = 6420000 \text{ cmkg}$.

$$h' = 0,800 \sqrt{\frac{6420000}{310}} = 115 \text{ cm},$$

$$F_e = 0,001235 \sqrt{6420000 \cdot 310} = 59,2 \text{ cm}^2,$$

gewählt: $h = 140 \text{ cm}$; $h' = 140 - 5 = 135 \text{ cm}$; $b = 310 \text{ cm}$;

$$F_e = 4 \varnothing 30 + 6 \varnothing 24 = 55,41 \text{ cm}^2.$$

Mit diesen Werten erhalten wir: $x = 20,22 \text{ cm}$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 6420000}{20,22 \cdot 310 \cdot \left(135 - \frac{20,22}{3}\right)} = 16,0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{6420000}{55,41 \cdot \left(135 - \frac{20,22}{3}\right)} = 905 \text{ kg/cm}^2.$$

Infolge der Normalkraft $V = Q_A = 151,79 \text{ t}$ erfährt die Betondruckspannung eine Vergrößerung von

$$\sigma_{bd} = \frac{V}{F} = \frac{151790}{310 \cdot 140} = 3,5 \text{ kg/cm}^2,$$

die Eisenspannung wird dagegen etwas verringert, was nur günstig wirkt. Die gesamte Betondruckbeanspruchung ergibt sich demnach zu $\sigma_{bd} \sim 20,0 \text{ kg/cm}^2$, welcher Wert auch für den Füllbeton noch ein zulässiges Maß darstellt.

Für das negative Moment

$M_{\max} = -38,5 \text{ mt} = -3850000 \text{ cmkg}$ wird entsprechend

$$h' = 0,800 \sqrt{\frac{3850000}{310}} = 89 \text{ cm},$$

$$F_e = 0,001235 \sqrt{3850000 \cdot 310} = 42,7 \text{ cm}^2$$

gewählt: $h = 140 \text{ cm}$; $h' = 140 - 4 = 136 \text{ cm}$; $b = 310 \text{ cm}$;

$$F_e = 3,1 \cdot 5 = 15\frac{1}{2} \varnothing 16 = 31,16 \text{ cm}^2,$$

Mit diesen Werten ergibt sich: $x = 15,6 \text{ cm}$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 3850000}{15,6 \cdot 310 \cdot \left(136 - \frac{15,6}{3}\right)} = 12,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{3850000}{31,16 \cdot \left(136 - \frac{15,6}{3}\right)} = 945 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Ermittlung der Schubspannungen in der Wandrippe legen wir die ungünstige Annahme zugrunde, daß der äußere Wasser- und Erd-
druck, sowie der innere Luftdruck der Arbeitskammern, die sich ihrer
gegenseitigen Abhängigkeit halber ja nahezu aufheben, außer acht
bleiben. Es kommt demnach nur die Horizontalkraft des Erdwider-
standes $H_{\text{tot.}} = 18,0 \cdot 3,1 = 55,8 \text{ t}$ zur Wirkung. Daraus ergibt sich
nun die Querkraftslinie, wie sie Fig. 58 d links zeigt.

Nehmen wir die wirksame Wandrippenbreite zu $b = 100 \text{ cm}$ an,
so erhalten wir:

$$\tau = \frac{Q}{b h_{zD}}, \text{ wobei näherungsweise } h_{zD} = \frac{5}{6} h'$$

$$\text{mit } h'_1 = 140 - 5 = 135 \text{ cm}$$

$$\tau_1 = \frac{55800}{100 \cdot \frac{5}{6} \cdot 135} = 4,96 \text{ kg/cm}^2; \quad Q_{b1} = \tau_b b h_{zD}$$

$$= 4,0 \cdot 100 \cdot 112,5 = 45000 \text{ kg} = 45,0 \text{ t}$$

$$\text{mit } h'_2 = 58 - 5 = 53 \text{ cm};$$

$$\tau_2 = \frac{55800}{100 \cdot \frac{5}{6} \cdot 53} = 12,6 \text{ kg/cm}^2; \quad Q_{b2} = 4,0 \cdot 100 \cdot 44,2 = 17700 \text{ kg} = 17,7 \text{ t}$$

$$\text{mit } h'_3 = 48 - 5 = 43 \text{ cm};$$

$$\tau_3 = \frac{32800}{100 \cdot \frac{5}{6} \cdot 43} = 9,15 \text{ kg/cm}^2; \quad Q_{b3} = 4,0 \cdot 100 \cdot 35,8 = 14430 \text{ kg} = 14,43 \text{ t.}$$

Mit Hilfe der berechneten Querkräfte, die infolge der Schubfestig-
keit des Betons von diesem allein aufgenommen werden können, läßt
sich die durch die Schrägeisen noch aufzunehmende schraffierte Quer-
kraftsfläche Fig. 58 d bestimmen. Die aus dieser Fläche sich ergebende
gesamte schiefe Zugkraft berechnet sich:

$$Q_{\text{Rest.}} = \frac{(55,8 - 45,0) + (55,8 - 17,7)}{2} \cdot 1,5 + \frac{(55,8 - 17,7) + (32,8 - 14,43)}{2} \cdot 0,20 +$$

$$+ \frac{(32,8 - 14,43)}{2} \cdot 0,50 = 46,95 \text{ t,}$$

$$Z = \sum \frac{Q}{h_{zD} \cdot \sqrt{2}} = \frac{36,7}{1,125 \cdot \sqrt{2}} + \frac{5,65}{0,7835 \cdot \sqrt{2}} + \frac{4,6}{0,221 \cdot \sqrt{2}} = 29670 \text{ kg};$$

$$F_{e \text{ erf.}} = \frac{29670}{1000} = 29,67 \text{ cm}^2.$$

Abgebogen sind: $2 \text{ } \varnothing 30 + 4 \text{ } \varnothing 24 = 32,24 \text{ cm}^2$; demnach ist

$$\sigma_e = \frac{29670}{32,24} = 920 \text{ kg/cm}^2.$$

Außer den abgebogenen Eisen sind zur Sicherung gegen Schubspan-
nungen reichlich Bügel angeordnet, wie dies Fig. 58 f zeigt.

Die äußere Abschlußwand des über der Kammerdecke liegenden Raumes für den Füllbeton kann als eine auf 4 Seiten aufliegende, durchgehende Platte angesehen werden. Der in Höhe der Deckenquerträger eingeschaltete, als horizontal bewehrter Träger ausgebildete Teil und der massive Teil der Schneide bilden dabei die wagerechten Auflager, während die Querträger die senkrechten Stützlinien abgeben. Es wird demnach die Wand als kreuzweis bewehrte Platte bemessen und ausgebildet.

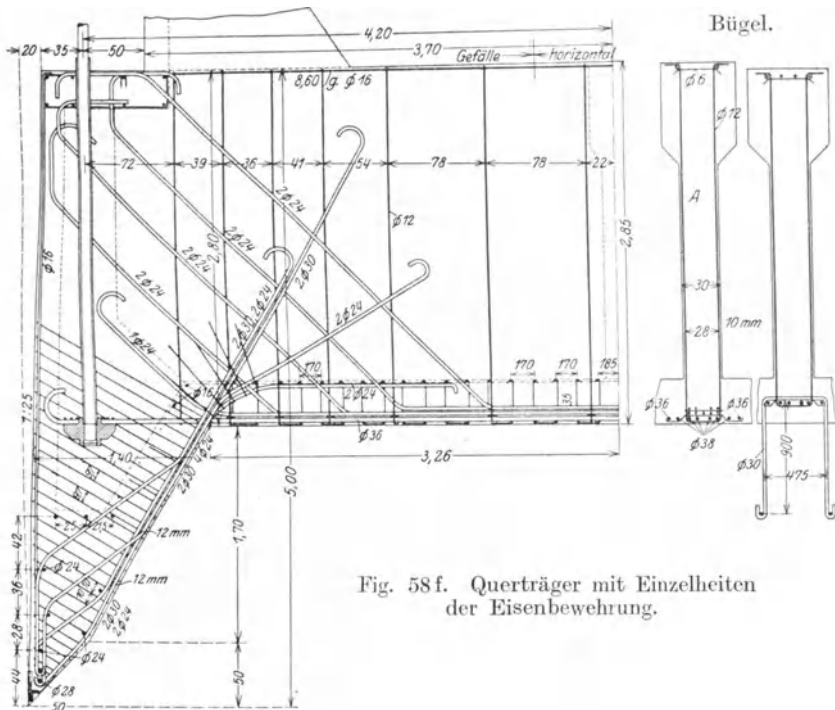


Fig. 58 f. Querträger mit Einzelheiten der Eisenbewehrung.

Es müssen dabei zwei Belastungsfälle unterschieden werden:

a) Der Füllbeton wird eingebracht vor dem Versenken. Dabei hat die Wandplatte den Druck des frischen Betons aufzunehmen. Da der Beton am vierten Tage als erhärteter Beton gelten kann, so wäre mit einer Höhe des Füllbetons dreier Tagesschichten zu rechnen. Dabei ist besonders darauf zu achten, daß der sog. Auflagerdruck (der Zug) durch gut verankerte Eisen von den Trägern aufgenommen wird.

$$(h = 3 \cdot 0,50 = 1,5 \text{ m}; \quad \gamma = 2,2 \text{ t/m}^3).$$

b) Der Füllbeton wird eingebracht, nachdem die Kammer bereits versenkt ist. In diesem Falle ist die Wand in umgekehrter Weise durch

den Wasserdruck beansprucht, der für den höchsten Wasserstand zu berechnen ist.

Um eine bessere Versteifung des Senkkastens in der Längsrichtung zu erreichen, ist in der Symmetrieachse ein Längsträger angeordnet, der die Deckenträger in ihrer Mitte verbindet. Außerdem sind die Längswände als Träger auszubilden, da auf keinen Fall ein völlig gleichmäßiges Aufsitzen der Schneide gesichert ist. (Ungleichmäßigkeit der Bodenverhältnisse, ungleiche Abgrabung.)

Da die Kammerwand einen im Grundriß gebrochenen Träger darstellt, so kommen außer den Biegungs- und Schubbeanspruchungen durch Verdrehung des räumlichen Systems noch Zusatzspannungen zur Auswirkung. Diese können mit Rücksicht auf die Unmöglichkeit einer genauen Erfassung dieser Kräfte nur durch entsprechende Eiseneinlagen berücksichtigt werden.

Zusammenfassung.

Das vorliegende Beispiel zeigt, daß die Untersuchung von Eisenbetondruckluftsenkkammern keine statisch klare Aufgabe darstellt, da die genaue Erfassung aller zur Wirkung kommenden Kräfte unmöglich ist. Daraus folgt, daß mit einer weitgehenden Ausnutzung des Materials gar nicht gerechnet werden darf. Es genügt die angenäherte Berechnung, wie sie hier durchgeführt wurde, vollkommen.

Neben einer sehr sorgfältigen Ausführung wird man besonderen Wert legen müssen auf die Voruntersuchungen. Wie die Erfahrung zeigt, wird hier, wie dies schon bei den Besprechungen von Gründungen hervorgehoben wurde, eine gewissenhafte Untersuchung des Bodens und Grundwassers der Entwurfsbearbeitung vorangehen müssen. Diese Untersuchung soll einerseits die Möglichkeit einer gleichmäßigen Absenkung und einer guten Auflagerung des Senkkastens prüfen, andererseits feststellen, ob nicht chemische Beimengungen im Boden oder Wasser vorhanden sind, die Beton zerstören.

Es ist notwendig, daß diese chemische Untersuchung nicht erst nach dem Absenken der Kammer erfolgt, weil dann eine Änderung der Bauart nicht mehr möglich ist.

Ferner ist zu beachten, daß ein sehr stabiles Einschalungsgerüst und eine gute Schalung (siehe unter D I 3 bei „Schalungen“) zu den Vorbedingungen einer einwandfreien Herstellung der Senkkammern gehört.

Bei dem ausgeführten Beispiel wurden die Außenschalungen nach 14tägiger Erhärtung des Betons entfernt. Die Hauptspindeln wurden erst eingezogen, nachdem die Muttern 4 Wochen einbetoniert waren. Erst nachdem dies geschehen war, wurde die Schalung im Arbeitsraum und die schiefen Zugstangen entfernt. Die für letztere in der Kammerdecke vorgesehenen Löcher wurden sorgfältig mit Zement vergossen.

Die Flächen des Arbeitsraumes wurden schließlich mit einem Glattstrich und darauf einer luftdichten Goudronschichte versehen, bevor die Absenkung erfolgte.

Schließlich muß darauf gesehen werden, daß die nach Entfernung der ganzen Drucklufteinrichtungen die übrigbleibenden Öffnungen mit Schüttbodyen unter den üblichen Vorsichtsmaßregeln sorgfältig ausgefüllt werden.

Wir sehen aus den vorstehenden Ausführungen, wie sehr die Ergebnisse der statischen Berechnung zurücktreten gegenüber den notwendigen Vorkehrungen für die Dichtung und die sorgfältigste Ausführung.

II. Dücker und Druckrohrleitungen.

Während man Dücker aus Eisenbeton schon seit längerem wegen der leichten Anpassungsfähigkeit an das Gelände ausgeführt hat, versucht man erst in neuester Zeit Rohrleitungen mit höherem innerem Wasserdruck aus Eisenbeton herzustellen. Zwar bestanden einige wenige Eisenbetondruckrohrleitungen schon vor dem Kriege, aber der allwärts geförderte Ausbau von Wasserkraftanlagen und die sehr hohen Kosten von eisernen Rohren gaben Veranlassung zur Einführung des Eisenbetons.

Es mag jedoch darauf hingewiesen werden, daß hier zwei sehr wesentliche Grundbedingungen zu erfüllen sind, von denen die Güte der Konstruktion abhängt. Die Wasserdichtigkeit bzw. die Wasserundurchlässigkeit der Betonwandung und eine möglichst hohe Zugelastizität und -festigkeit des Betons.

Man wird zu untersuchen haben, ob das Rohr auf nachgiebigem oder unnachgiebigem Baugrund liegt, und ob es sich um eine größere oder geringere Auflast durch die Überschüttung handelt, weil davon die Biegungszugspannungen wesentlich beeinflußt werden. Hierzu kommen noch die reinen Zugspannungen, die infolge des Wasserüberdruckes auf die Rohrwandung hervorgerufen werden.

Eine Überschreitung der als zulässig angenommenen Zugspannungen im Beton bei der statischen Untersuchung, vereint mit den beim Erhärten auftretenden Schwindspannungen verringert die Sicherheit gegen das Auftreten von Rissen, die unter allen Umständen vermieden werden müssen.

Bezüglich der Eiseneinlagen ist zu bemerken, daß der Bewehrungsprozentsatz keine so große Bedeutung hat als eine gute Verteilung der Eiseneinlagen. Dies gilt insbesondere von den Ringeisen, deren gegenseitiger Abstand so klein als möglich sein soll, wenn auf eine gleichmäßige Mitwirkung des Betons zur Aufnahme der durch die Zugspannungen auftretenden Längenänderungen gerechnet werden soll.

Im einzelnen sollen im nachfolgenden zwei Beispiele gezeigt werden, innerhalb welcher Grenzen der Nachweis für die Sicherheit von Druckleitungen aus Eisenbeton geführt werden kann.

1. Untersuchung eines Dückers.

Der Dücker¹⁾ hat einen lichten Durchmesser von $l = 2,10$ m und eine Wandstärke $d = 20$ cm bei einer hydrostatischen Druckhöhe im

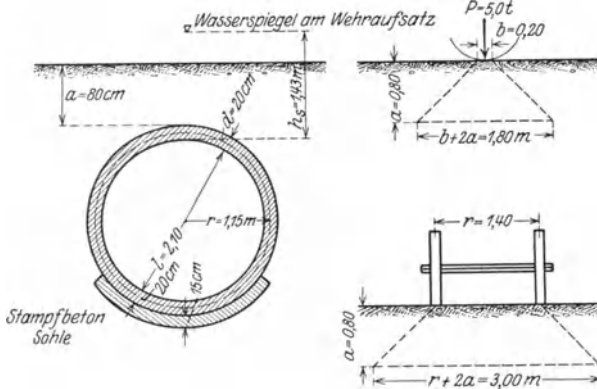


Fig. 59 a.

Fig. 59 b.

Scheitel des Rohres (Überdruck) von 1,43 m oder $p_h = 0,143$ kg/cm² (Fig. 59 a). Die Überschüttungshöhe im Scheitel des Dückers beträgt 0,80 m bei einem Erdgewicht $\gamma_e = 1800$ kg/cbm. Da der Dücker von einer Straße gekreuzt wird, so ermittelt sich für einen Lastwagen von 5 t

Achsdruck, 3,00 m Achs- und 1,4 m Radstand die infolge der Überschüttung unter 45° gleichmäßig verteilte Verkehrsbelastung nach Fig. 59 b wie folgt:

Verteilungsbreite in der Längsrichtung des Fahrzeuges:

$$t_1 = b + 2a = 0,20 + 2 \cdot 0,80 = 1,80 \text{ m.}$$

Verteilungsbreite in der Querrichtung:

$$t_2 = r + 2a = 1,40 + 2 \cdot 0,80 = 3,00 \text{ m.}$$

Verteilungsfläche für eine Achse von 5 t:

$$F = t_1 \cdot t_2 = 1,80 \cdot 3,00 = 5,40 \text{ qm}$$

und demnach

$$p_v = \frac{5000}{5,40} \approx 930 \text{ kg/qm.}$$

Die gleichmäßig verteilte Belastung infolge der Erdüberschüttung ergibt sich zu $p_a = 1800 \cdot 0,80 = 1440$ kg/qm und somit die gesamte gleichmäßig verteilte Belastung

$$q = 930 + 1440 = 2370 \text{ kg/qm.}$$

¹⁾ Ausführung der Eisenbetonunternehmung Brenzinger & Co. in Freiburg i. B. bei einer Wasserkraftanlage an der Elz.

Die auf das Rohr einwirkenden seitlichen Erddrücke, herrührend von der Erdlast und der Auflast, entlasten das Rohr und sind deshalb zur Erzielung größerer Sicherheit so klein als möglich in Rechnung zu setzen. Aus diesem Grunde wurde der von der Verkehrslast p_v herrührende Erddruck nicht berücksichtigt.

Der durch die Erdlast allein verursachte Erddruck ermittelt sich nach der Gleichung $E = \frac{1}{2} \gamma_e h^2 \operatorname{tg}^2(45 - \varphi_2)$. Wird mit einem Böschungswinkel $\varphi \sim 37^\circ$ gerechnet, so wird $\operatorname{tg}^2(45 - \varphi_2) \sim \frac{1}{4}$ und damit $E = \frac{1}{8} \gamma_e \cdot h^2$.

Die Basis des Erddruckdreiecks beträgt: $b = \frac{1}{4} \gamma h$. In Höhe der Dückersohle wird demnach mit $h = a + 2r$; $b_u = \frac{1}{4} \gamma (a + 2r)$; in Scheitelhöhe dagegen mit $h = a$; $b_o = \frac{1}{4} \gamma a$ (siehe Fig. 59c).

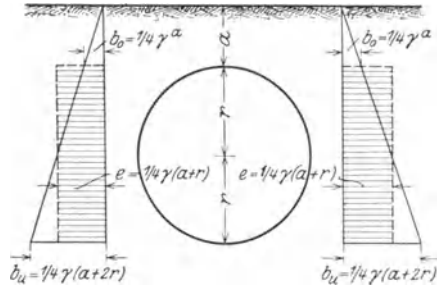


Fig. 59 c.

Wir nehmen nun statt des Trapezes, ohne einen größeren Fehler zu begehen, für die Erddruckfigur ein Rechteck an von der Breite

$$e = \frac{\frac{1}{4} \gamma (a + a + 2r)}{2} = \frac{1}{4} \gamma (a + r),$$

wobei r gleich dem Halbmesser der Rohrmittellinie = $\frac{2,1 + 0,2}{2} = 1,15$ m

und es wird: $e = \frac{1}{4} \cdot 1800 \cdot (0,8 + 1,15) \sim 880$ kg/qm.

Da das Rohr im Verhältnis zu den übrigen Abmessungen als dünn vorausgesetzt wird, so ist es zulässig, das Eigengewicht als in der Mittelachse konzentriert gedacht anzunehmen. Bei einer Wandstärke von $d = 20$ cm wird: $g = 2400 \cdot 0,2 = 480$ kg/qm.

Die Wasserfüllung erzeugt nur Momente in der Rohrwand, soweit im Scheitel kein Überdruck vorhanden, der Wasserdruck dortselbst also gleich Null ist, d. h. für eben gefülltes Rohr.

Ein etwaiger Überdruck ruft nur Ringspannungen und zwar Zugspannungen hervor, die sich ergeben aus der Ringzugkraft $Z = r \cdot p_i$ wobei p_i der innere Überdruck der Rohrfüllung.

a) Berechnung der Querschnittskräfte infolge verschiedener Belastungen.

Es sei hier auf den Aufsatz von Forchheimer „Zur Festigkeit weiter Rohre“ in der Zeitschr. d. österr. Ing.- und Architektenvereins 1904 (H. 9 u. 10) sowie auf denjenigen von Kammüller „Die Berechnung von Eisenbetonrohrleitungen“ im Bauingenieur 1922 verwiesen. Es

finden sich da für die verschiedenen Belastungen und Lagerungen von Rohren die Querschnittskräfte angegeben.

Für die Belastung Fig. 59 d, wie sie infolge Erdüberschüttung und seitlichen Erddrucks entsteht, erhält man:

$$\left. \begin{aligned} M &= r^2 \frac{q - q'}{4} \cdot \cos 2\varphi \\ \Delta R &= -r (q \sin^2 \varphi + q' \cos^2 \varphi) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 1)$$

wobei M positiv, wenn es den Krümmungsradius vergrößert und ΔR die jeweils im Querschnitt auftretende Axialkraft, als Zug positiv.

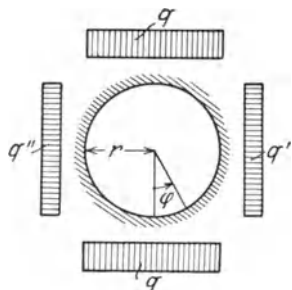


Fig. 59 d.

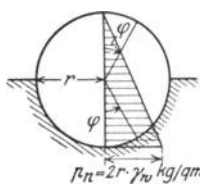


Fig. 59 e.

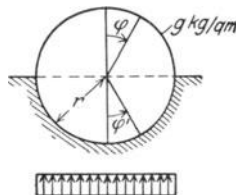


Fig. 59 f.

Infolge Flüssigkeitsdrucks bei eben gefülltem Rohr (Fig. 59e):

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{\gamma_w r^3}{2} \left(\frac{4}{\pi} - \varphi \sin \varphi - \cos \varphi \right) \\ \Delta R &= \gamma_w r^2 \left(1 - \frac{\cos \varphi}{2} - \frac{\varphi}{2} \sin \varphi \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 2)$$

wobei γ_w = spez. Gewicht der Flüssigkeit und φ von 0° bis 90° zu nehmen ist.

Infolge Eigengewichts (Fig. 59f)

für die obere Hälfte:

$$M = r^2 g \left[0,205 + 0,26 \cos \varphi - \varphi \left(\sin \varphi - \sin \frac{\varphi}{2} \right) \right] \dots \dots 3)$$

$$\Delta R = r g (0,26 \cos \varphi - \varphi \sin \varphi)$$

für die untere Hälfte:

$$M = r^2 g \left[0,86 - 0,26 \cos \varphi' + \varphi' \left(\sin \varphi' - \sin \frac{\varphi'}{2} \right) - \frac{\pi}{2} \sin^2 \varphi' \right];$$

$$\Delta R = r g (-0,26 \cos \varphi' + \varphi' \sin \varphi' - \pi \sin^2 \varphi'),$$

wobei g = Einheitsgewicht der abgewickelten Rohrwand ist.

Für unseren Fall ergeben sich in den charakteristischen Querschnitten an der Sohle, im Kämpfer und im Scheitel mit $r = 1,15$ m nachstehende Querschnittskräfte.

Infolge der gleichmäßig verteilten Gesamtbelastung $q = 2370 \text{ kg/m}^2$ und dem dadurch hervorgerufenen gleich großen Gegendruck des Bodens wird nach der Gleichung 1) mit $q' = 0$:

an der Sohle ($\varphi = 0$):

$$M = 1,15^2 \cdot \frac{2370}{4} \cdot \cos 0 = +784 \text{ mkg/m};$$

$$\Delta R = -1,15 \cdot (2370 \cdot \sin^2 0) = 0,0 \text{ kg/m};$$

im Kämpfer ($\varphi = \frac{\pi}{2} = 90^\circ$):

$$M = 1,15^2 \frac{2370}{4} \cos 2 \cdot 90 = -784 \text{ mkg/m},$$

$$\Delta R = -1,15 (2370 \cdot \sin^2 90) = -2730 \text{ kg/m};$$

im Scheitel ($\varphi = \pi = 180^\circ$):

$$M = 1,15^2 \cdot \frac{2370}{4} \cdot \cos 2 \cdot 180 = +784 \text{ mkg/m};$$

$$\Delta R = -1,15 \cdot (2370 \cdot \sin^2 180) = 0,0 \text{ kg/m}.$$

Infolge des seitlichen Erddruckes $e = 880 \text{ kg/m}^2$. Mit der Gl. 1) berechnet sich für $q' = e$ und $q = 0$:

an der Sohle:

$$M = 1,15^2 \left(-\frac{880}{4} \cdot \cos 2 \cdot 0 \right) = -291 \text{ mkg/m},$$

$$\Delta R = -1,15 \cdot 880 \cdot \cos^2 0 = -1010 \text{ kg/m};$$

im Kämpfer:

$$M = 1,15^2 \left(-\frac{880}{4} \cdot \cos 2 \cdot 90 \right) = +291 \text{ mkg/m};$$

$$\Delta R = -1,15 \cdot 880 \cdot \cos^2 90 = 0,0 \text{ kg/m};$$

im Scheitel:

$$M = 1,15^2 \left(-\frac{880}{4} \cdot \cos 2 \cdot 180 \right) = -291 \text{ mkg/m},$$

$$\Delta R = -1,15 \cdot 880 \cdot \sin^2 180 = -1010 \text{ kg/m}.$$

Infolge des Wasserdruckes ($\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$) bei eben gefülltem Rohr:

an der Sohle:

$$M = \frac{1000 \cdot 1,15^3}{2} \left(\frac{4}{\pi} - 0 \cdot \sin 0 - \cos 0 \right)$$

$$= 760,4 \cdot (1,27 - 1,0) = +206,0 \text{ mkg/m},$$

$$\Delta R = 1000 \cdot 1,15^2 \left(1 - \frac{\cos 0}{2} - \frac{0}{2} \cdot \sin 0 \right)$$

$$= 1322,5 \cdot (0,5) \cong +661,0 \text{ kg/m};$$

am Kämpfer:

$$\begin{aligned} M &= 760,4 \cdot \left(\frac{4}{\pi} - \frac{\pi}{2} \cdot \sin 90^\circ - \cos 90^\circ \right) \\ &= 760,4 (1,27 - 1,57) = -228 \text{ mkg/m}, \\ \Delta R &= 1322,5 \left(1 - \frac{\cos 90}{2} - \frac{\pi}{4} \cdot \sin 90 \right) \\ &= 1322,5 (1 - 0,785) = +284 \text{ kg/m}; \end{aligned}$$

im Scheitel:

$$\begin{aligned} M &= 760,4 \left(\frac{4}{\pi} - 0 \cdot \sin 0 - \cos 0 \right) \\ &= 760,4 (1,27 - 1,0) = +206 \text{ mkg/m}; \\ \Delta R &= 1322,5 \left(1 - \frac{\cos 0}{2} - \frac{0}{2} \cdot \sin 0 \right) \\ &= 1322,5 \cdot (1 - 0,5) = +661 \text{ kg/m}. \end{aligned}$$

Infolge weiteren Eigengewichts: $g = 480 \text{ kg/qm}$
an der Sohle:

$$\begin{aligned} M &= 1,15^2 \cdot 480 \left(0,86 - 0,26 \cos 0^\circ + 0,0 - \frac{\pi}{2} \sin^2 0^\circ \right) = +381 \text{ mkg/m}; \\ \Delta R &= 1,15 \cdot 480 (-0,26 \cdot \cos 0^\circ + 0 - \pi \cdot 0) = -144 \text{ kg/m}, \end{aligned}$$

am Kämpfer:

$$\begin{aligned} M &= 1,15^2 \cdot 480 \left[0,86 - 0 + \frac{\pi}{2} (\sin 90^\circ - \sin 45^\circ) - \frac{\pi}{2} \sin^2 90^\circ \right] = -162 \text{ mkg/m}; \\ \Delta R &= 1,15 \cdot 480 \left(-0,26 \cdot 0 + \frac{\pi}{2} \cdot \sin 90^\circ - \pi \cdot \sin^2 90^\circ \right) = -867 \text{ kg/m}; \end{aligned}$$

im Scheitel:

$$\begin{aligned} M &= 1,15^2 \cdot 480 (0,205 + 0,26 \cdot \cos 0^\circ - 0) = +296 \text{ mkg/m}; \\ \Delta R &= 1,15 \cdot 480 (0,26 \cdot \cos 0^\circ - 0) = +144 \text{ kg/m}. \end{aligned}$$

Infolge Überdruckes: $p_i = 0,143 \text{ kg/cm}^2 = 1430 \text{ kg/qm}$.

Die Ringzugkraft ergibt sich zu

$$Z = r \cdot p_i = 1,15 \cdot 1430 = 1645 \text{ kg/m}.$$

In nachfolgender Zusammenstellung finden sich die Ergebnisse vorstehender Rechnung übersichtlich vereinigt und die Größtwerte ermittelt.

Da im Kämpferquerschnitt bei den möglichen Belastungsfällen als Gesamtaxialkraft stets Druck auftritt, so ist die ungünstigste Beanspruchung bei leerem Rohr gegeben. Für alle anderen Querschnitte ergibt sich dieselbe bei gefülltem Rohr.

Belastungsart	Momente in mkg/m			Axialkräfte in kg/m		
	Sohle	Kämpfer	Scheitel	Sohle	Kämpfer	Scheitel
gleichmäßig mit Auflast $q = 2370 \text{ kg/m}^2$	+ 784	- 784	+ 784	± 0,00	- 2730	± 0,00
Belast. durch seitl. Erd- druck $e = 880 \text{ kg/m}^2$	- 291	+ 291	- 291	- 1010	± 0,00	- 1010
Eben gefülltes Rohr	+ 206	- 228	+ 206	+ 661	+ 284	+ 661
Eigengewicht $g = 480 \text{ kg/m}^2$	+ 381	- 162	+ 296	- 144	- 867	+ 144
Überdruck $p_i = 1430 \text{ kg/m}^2$	± 0,0	± 0,0	± 0,0	+ 1645	+ 1645	+ 1645
Gesamtmoment bei ge- fülltem Rohr	+ 1080	- 883	+ 995	+ 1152	- 1668	+ 1440
Gesamtmoment bei leerem Rohr	+ 874	- 655	+ 789	- 1154	- 3597	- 866

b. Querschnittsbemessung und Spannungsermittlung.

Querschnitt an der Dückersohle

$$M = +1080 \text{ mkg/m} = 108\,000 \text{ cmkg/m},$$

$$Z = +1152 \text{ kg/m}; \quad b = 1,0 \text{ m} = 100 \text{ m}.$$

Für eine Biegung erhält man mit $\sigma_{bd} = 32 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}$

$$d' = 0,565 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,565 \sqrt{\frac{108\,000}{100}} \sim 18,6 \text{ cm},$$

$$F_{eb} = 0,00158 \sqrt{M \cdot b} = 0,00158 \sqrt{108\,000 \cdot 100} = 5,2 \text{ cm}^2,$$

$$F_e = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{1152}{1200} =$$

0,96 „

$$F_{ez \text{ erf.}} = 6,16 \text{ cm}^2$$

gewählt: $d = 20 \text{ cm}$ (siehe Fig. 59 g).

$$F_e = 10 \text{ } \varnothing 7 + 5 \text{ } \varnothing 8 = 6,36 \text{ cm}^2 \text{ (auf der Zugseite),}$$

$$F_e'' = 10 \text{ } \varnothing 7 = 3,85 \text{ (auf der Druckseite).}$$

Um die im Betonzugquerschnitt auftretenden Spannungen in großer Annäherung zu erhalten, ohne die Ermittlung der Nulllinie aus der Bedingungsgleichung 3. Grades durchführen zu müssen, gehen wir von der Voraussetzung aus,

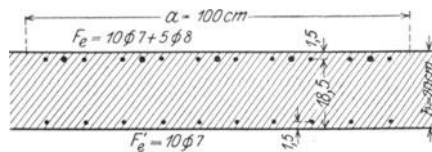


Fig. 59 g.

daß $\frac{E_{bz}}{E_{bd}} = n' = 1$ gesetzt wird.

Damit erhalten wir die Nulllinie unabhängig von der Belastung und es wird mit den S. 406, Bd. I angeführten Beziehungen mit $a = 100 \text{ cm}$; $b = 20 \text{ cm}$; $F_e = 6,36 \text{ cm}^2$; $F_e' = 3,85 \text{ cm}^2$ und $n = 10$:

$$F_i = 20 \cdot 100 + 10 (6,36 + 3,85) \cong 2100 \text{ cm}^2,$$

$$S = \frac{20^2 \cdot 100}{2} + 10 (6,36 \cdot 1,5 + 3,85 \cdot 18,5) \cong 21670 \text{ cm}^2,$$

$$u = \frac{S}{F_i} = \frac{21670}{2100} = 9,9 \text{ cm}; \quad v = 20 - 9,9 = 10,1 \text{ cm},$$

$$J_1 = \frac{100 \cdot 20^3}{3} + (6,36 \cdot 1,5^2 + 3,85 \cdot 18,5^2) \cdot 10 \cong 280\,000 \text{ cm}^4,$$

$$J_s = J_1 - S n = 280\,000 - 21\,670 \cdot 9,9 \cong 65\,500 \text{ cm}^4.$$

Damit wird aus: $\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M \cdot e}{J}$

$$\sigma_{bz} = \frac{Z}{F_i} + \frac{M n}{J_s} = \frac{1152}{2100} + \frac{108\,000 \cdot 9,9}{65\,500} = 16,85 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Zug)},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{Z}{F_i} - \frac{M v}{J_s} = \frac{1152}{2100} - \frac{108\,000 \cdot 10,1}{65\,500} = 16,15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck)}.$$

Wie wir sehen, bleibt hier die Betonzugspannung in einer Grenze, die für gutes Material als zulässig angesehen werden kann.

Querschnitt am Kämpfer: Hier tritt die ungünstigste Beanspruchung des Querschnittes bei leerem Rohr auf. Es ist dafür:

$$M = - 655 \text{ mkg/m} = 65\,500 \text{ cmkg/m},$$

$$N = - 3597 \text{ kg/m (Druck)}.$$

Der Querschnitt ist der gleiche wie vor. Es wird mit der Bemessungstafel von Mörsch für einseitige Bewehrung bei Biegung mit Axialdruck untersucht:

für

$$\frac{M}{N b} = \frac{65\,500}{3\,597 \cdot 20} = 0,915; \quad \varphi = \frac{F_e}{a b} = \frac{6,36}{100 \cdot 20} = 0,00318 = 0,318 \text{ v.H.}$$

$$x = 0,36 \cdot b = 0,36 \cdot 20 = 7,2 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 3597 \cdot 7,2^2}{100 \cdot 7,2^2 - 20 \cdot 6,36 (0,92 \cdot 20 - 7,2)} = 13,8 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10 \cdot 13,8 \cdot \frac{0,92 \cdot 20 - 7,2}{7,2} = 215 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach der vorher angewandten Art der Spannungsermittlung ergeben sich in diesem Falle:

$$\sigma_{bd} = \frac{N}{F_i} + \frac{M v}{J_s} = \frac{3597}{2100} + \frac{65\,500 \cdot 10,1}{65\,500} = + 11,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck)},$$

$$\sigma_{bz} = \frac{N}{F_i} - \frac{M u}{J_s} = \frac{3597}{2100} - \frac{65\,500 \cdot 9,9}{65\,500} = - 8,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Zug)}.$$

Auch hier werden die zulässigen Spannungen nicht überschritten.

Querschnitt im Scheitel:

$$M = + 925 \text{ mkg/m} = + 99\,500 \text{ cmkg/m},$$

$$Z = + 1440 \text{ kg/m}.$$

Mit demselben angeführten Querschnitt von vorher ermitteln sich die Spannungen wie folgt:

$$\sigma_{bz} = \frac{1440}{2100} + \frac{99\,500 \cdot 9,9}{65\,500} \approx 15,70 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Zug).}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{1440}{2100} - \frac{99\,500 \cdot 10,1}{65\,500} \approx 14,66 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck).}$$

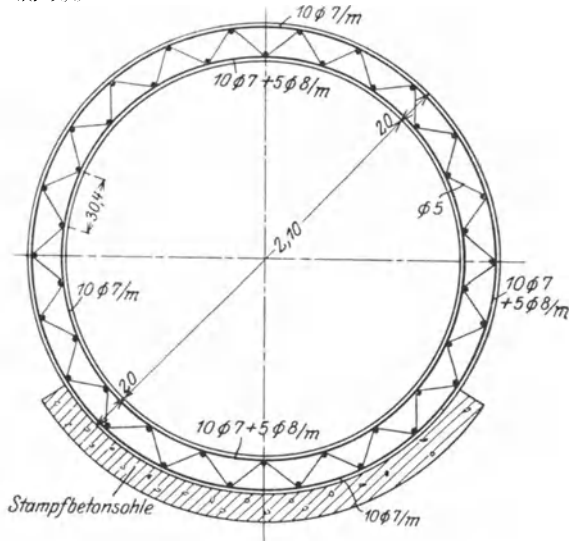
Es bleiben hier die Spannungen etwas hinter denjenigen für den Querschnitt an der Sohle zurück. Im übrigen gilt das dort Gesagte.

Der Querschnitt des Dückers mit Angabe der Eisenbewehrung ist in Fig. 59 h dargestellt.

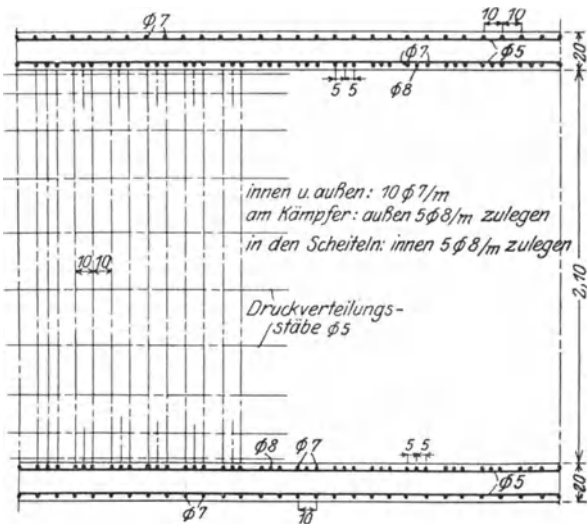
Der statische Nachweis, der im vorstehenden durchgeführt wurde, bietet rechnerisch genügende Sicherheit. Hierbei ist zu verlangen, daß die Einbettungstiefe des Eisens mindestens 2—3 cm beträgt.

Der Beton muß eine sehr hohe Zugfestigkeit haben bei einer möglichst hohen Dichtigkeit.

Das außen und innen mit einem Putz und mit einem entsprechenden Anstrich versehene Rohr sollte dadurch gegen ein Eindringen des Wassers in den Beton gesichert werden.



Querschnitt durch den Dücker.



Längsschnitt.

Fig. 59 h.

Bei der Herstellung des Rohres ist darauf zu achten, daß Unterbrechungsstellen nur an den am wenigsten auf Zug beanspruchten Querschnittsstellen vorkommen sollen, wenn es nicht möglich ist, den Querschnitt ohne Unterbrechung herzustellen. Sonst ist für eine gute Verbindung an den Anschlußstellen zu sorgen. Der fertig betonierte Dücker ist möglichst lange naß zu halten, damit Schwinderscheinungen verringert und ein gleichmäßiges Erhärten gewährleistet werden.

2. Untersuchung einer Druckrohrleitung.

Bei einem Dücker ist der Einfluß der Ringzugkraft infolge des im Scheitel wirksamen hydrostatischen Überdruckes in der Regel nicht ausreichend, um in einem Rohrquerschnitt nur Zugbeanspruchung hervorzurufen. Es erfährt demnach beim Dücker jeder Querschnitt Zug- und Druckspannungen.

Im Gegensatz hierzu ist der hydrostatische Überdruck bei Druckrohrleitungen so groß, daß die auftretenden Ringzugkräfte im Querschnitt auf seine ganze Breite in erster Linie Zugbeanspruchung erfahren. Die Biegungsspannungen treten hier zurück.

In dem bereits erwähnten Aufsatz von Kammüller ist ohne Berücksichtigung von Erdüberlast die Bedingung für die hydrostatische Druckhöhe eines Druckrohres aufgestellt als Vielfaches des Rohrhalmessers. Es ergibt sich dort für eine Exzentrizität $e = \frac{M}{Z} = \frac{1}{6} d$ (die Entfernung des Kernpunktes von Mitte), $d = 0,2 r$ und der Koeffizient $\lambda = 11,65$. Für $e = \frac{1}{5} d$ wird $\lambda = 9,5$.

Wir haben ein Druckrohr, wenn die hydrostatische Druckhöhe

$$h_s \geq \lambda r = 11,65 r.$$

Ist noch Erddruck zu berücksichtigen und ist die Wandstärke

$$d = 0,2 r,$$

so ändert sich naturgemäß auch λ ; und zwar wird mit wachsender Überschüttungshöhe und zunehmender Wandstärke λ größer werden und umgekehrt.

Es werde nun zunächst ein Rohr betrachtet, dessen lichte Weite $l = 1,0$ m, das einen Überdruck von 2 Atm., oder $h_s = 20,0$ m und eine Erdauflast von 1 m aufzunehmen hat.

Das Rohr ist zweifellos ein Druckrohr, da

$$h_s > 11,65 r = 11,65 \cdot \frac{1,0}{2} = 5,825 \text{ m};$$

und es sind demnach die Zugspannungen des Betons maßgebend, die mit $\sigma_{bz} = 15 \text{ kg/cm}^2$ als rechnerisch zulässig angenommen werden.

Der Querschnitt wird im allgemeinen an der Sohle des Rohres am ungünstigsten beansprucht. Im nachfolgenden sollen die Querschnittskräfte ermittelt werden.

Der Wasserdruck bei eben gefülltem Rohr ergibt sich mit den beim Dücker angeführten Gleichungen für

$$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3 \quad \text{und} \quad r = \frac{l + d}{2} = \frac{1,0 + 0,2 \cdot 0,5}{2} = 0,55 \text{ m};$$

$$M_r = \frac{\gamma r^3}{2} \left(\frac{4}{\pi} - 1 \right) = 0,137 \gamma r^3;$$

$$M_r = 0,137 \cdot 1000 \cdot 0,55^3 = + 22,8 \text{ mkg/m};$$

$$\triangle R = \gamma r^2 \left(1 - \frac{1}{2} \right) = 0,5 \gamma r^2;$$

$$\triangle R_w = 0,5 \cdot 1000 \cdot 0,55^2 = + 151 \text{ kg/m}.$$

Der Erddruck wird für eine Erdauflast von 1,0 m mit $\gamma_e = 1600 \text{ kg/m}^3$:

$q = 1,0 \cdot 1600 = 1600 \text{ kg/m}^2$, der seitliche Erddruck $q' \sim \frac{q}{4} = 400 \text{ kg/m}^2$.

Damit berechnet sich:

$$M_e = r^2 \frac{q - q'}{4} = 0,55^2 \cdot \frac{1600 - 400}{4} = + 91 \text{ mkg/m};$$

$$\triangle R_e = - r q' = - 0,55 \cdot 400 = - 220 \text{ kg/m (Druck)}.$$

Das Eigengewicht:

Es werde die Wandstärke vorerst etwas reichlich mit $d = 15 \text{ cm}$ geschätzt. Es ist dann $g = 360 \text{ kg/m}^2$ und es wird:

$$M_g = r^2 g (0,85 - 0,26) = 0,6 g r^2 = 0,6 \cdot 360 \cdot 0,55^2 = + 65,5 \text{ mkg/m};$$

$$\triangle R_g = r g (- 0,26) = - 0,26 g r = - 0,26 \cdot 360 \cdot 0,55 = - 51 \text{ kg/m}.$$

Bei einem inneren Überdruck $p_i = 2 \text{ kg/cm}^2 = 20\,000 \text{ kg/m}^2$ wird die Ringzugkraft $Z = r p_i$, worin für r die halbe Lichtweite des Rohres zu setzen ist. Es ist also

$$R = 0,5 \cdot 20\,000 = + 10\,000 \text{ kg/m}.$$

Die Gesamtquerschnittskräfte an der Sohle ergeben sich nun zu:

$$M = M_w + M_e + M_g = 22,8 + 91,0 + 65,5 = + 179,3 \text{ mkg/m};$$

$$Z = R + \triangle R_r + \triangle R_e + \triangle R_g = 10000 + 151 - 220 - 51 = + 9\,880 \text{ kg/m}.$$

Um bei der Querschnittsbemessung einen Anhalt für die Wandstärke zu erhalten, gehen wir von folgender Überlegung aus.

Die ideelle Querschnittsfläche des mit einem Eisengehalt φ symmetrisch (doppelt) bewehrten Querschnittes von der Stärke d und der Breite b wird:

$$F_i = b d (1 + \varphi n).$$

Das ideale Widerstandsmoment, wenn wir den Abstand der Eisen von der Mittellinie $e = 0,42 d$ wählen,

$$W_i = \frac{J}{v}; \quad \text{mit } J = \frac{b d^3}{12} + n \varphi b d (0,42 d)^2$$

$$= \frac{b d^2}{12} (1 + 2,12 n \varphi); \quad v = \frac{d}{2};$$

$$W = \frac{b d^2}{6} (1 + 2,12 n \varphi).$$

Es kann nun die Wandstärke aus einer einfachen quadratischen Gleichung ermittelt werden:

$$\sigma_{bz} = \frac{Z}{F_i} + \frac{M}{W_i} = \frac{Z}{b d (1 + \varphi n)} + \frac{M}{\frac{d^2}{6} (1 + 2,12 \varphi n)}.$$

Setzen wir in dieser Gleichung für $b = 100 \text{ cm}$; $\varphi_1 = 0,5 v. H. = 0,005$; $n = 10$ und $\sigma_{bz} = 10 \text{ kg/cm}^2$, so erhalten wir für die Wandstärke bei doppelter, symmetrischer Bewehrung:

$$d = \frac{0,95 \cdot Z + \sqrt{(0,95 \cdot Z)^2 + 21\,700 M}}{2000}$$

(alles in Zentimeter und Kilogramm) für einen 1 m breiten Rohrstreifen.

In unserem Falle ist demnach:

$$d = \frac{0,95 \cdot 9880 + \sqrt{(0,95 \cdot 9880)^2 + 21\,700 \cdot 17\,930}}{2000} = 15,65 \text{ cm};$$

gewählt: $d = 16 \text{ cm}$.

Der gesamte Eisengehalt ermittelt sich mit:

$$F_e = 0,005 \cdot 100 \cdot 16 = 8 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{oder} \quad 30 \varnothing 6 \text{ mm},$$

d. h. beiderseits je $15 \varnothing 6 \text{ mm}$ auf 1 m Rohrstreifen.

Die Eisenspannung wird $\sigma_{ez} = \frac{9880}{8,0} = 1240 \text{ kg/cm}^2$.

Für $\sigma_{bz} = 15 \text{ kg/cm}^2$ ergibt sich:

$$d = \frac{0,95 Z + \sqrt{(0,95 Z)^2 + 32\,500 \cdot M}}{3000}$$

und unter Einsetzung der Werte für M und Z :

$$d = \frac{9380 + \sqrt{9380^2 + 32\,500 \cdot 17\,930}}{3000} = 11,75 \text{ cm};$$

gewählt: $d = 12 \text{ cm}$.

Bei einer Wandstärke $d = 14$ cm würde die Betonzugspannung sich ergeben ($b = 100$ cm) aus:

$$\sigma_{bz} = \frac{Z}{105 \cdot d} + \frac{M}{18,45 \cdot d^2} = \frac{9880}{105 \cdot 14} + \frac{17930}{18,45 \cdot 14^2} = 11,7 \text{ kg/cm}^2;$$

$$F_e = 7,0 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad \sigma_e = \frac{9880}{7,0} = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Wählen wir die Wandstärke nur $d = 12$ cm, so ermittelt sich die Betonzugspannung zu

$$\sigma_{bz} = \frac{9880}{105 \cdot 12} + \frac{17930}{18,45 \cdot 12^2} = 7,84 + 6,71 = 14,55 \text{ kg/cm}^2.$$

(Es stellt dies eine rechnerisch noch zulässige Grenze dar, da $\sigma_{bz} \leq 15,0$ kg/cm²).

Die Eisenspannung wird unter der Annahme, daß das Eisen die gesamte Zugkraft aufnimmt:

$$\sigma_e = \frac{Z}{F_e};$$

und mit $\varphi = 0,5$ v. H.

$$F_e = 0,005 \cdot 100 \cdot 12 = 6,0 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{9880}{6,0} = 1650 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese hohen Zugspannungen in den Eisen errechnen sich nur unter der Bedingung eines gerissenen Betonquerschnittes. Bei rissefreien Querschnitten kann die tatsächlich auftretende Eisenspannung ungünstigstenfalles gleich $n\sigma_{bz}$ werden.

Legen wir die Eisen nur auf eine Seite des Querschnittes, so ergibt sich mit einem Abstand $a = 0,08 d$ der Eisen am Rande:

$$F_i = b d + n \varphi b d = b d (1 + n \varphi);$$

$$S = \frac{b d^2}{2} + n \varphi b d \cdot 0,08 d = \frac{b d^2}{2} (1 + 0,16 n \varphi);$$

$$x = \frac{S}{F_i} = \frac{d}{2} \frac{(1 + 0,16 n \varphi)}{(1 + n \varphi)}.$$

Wählen wir nun wieder wie vor $n = 10$; $\varphi = 0,005$; $b = 100$ cm, so wird:

$$x = \frac{d}{2} \frac{(1 + 0,16 \cdot 10 \cdot 0,005)}{(1 + 10 \cdot 0,005)} = 0,48 d; \quad d - x = 0,52 d.$$

Das Trägheitsmoment, bezogen auf die Schwerachse, wird:

$$J_s = \frac{b x^3}{3} + \frac{b(d-x)^3}{3} + n \varphi b d (x - 0,08 d)^2$$

und für die oben angenommenen Werte

$$J_s = \frac{100 d^3}{3} (0,48^3 + 0,52^3) + 10 \cdot 0,005 \cdot 100 \cdot d (0,48 d - 0,08 d)^2;$$

$$J_s = d^3 (3,68 + 4,69) + 0,8 d^3 = 9,17 d^3.$$

Das Widerstandsmoment W_1 bezogen auf die Seite, auf der die Eisen liegen:

$$W_1 = \frac{J_s}{x} = \frac{9,17 d^3}{0,48 d} = 19,1 d^2.$$

Das Widerstandsmoment W_2 auf die gegenüberliegende Kante bezogen:

$$W_2 = \frac{J_s}{(d-x)} = \frac{9,17 d^3}{0,52 d} = 17,6 d^2.$$

Mit $F_i = b d (1 + n \varphi) = 105 d$ ergeben sich die Randspannungen wie folgt:

$${}_1\sigma_{bz} = \frac{Z}{F_i} + \frac{M}{W_1} = \frac{Z}{105 d} + \frac{M}{19,1 d^2};$$

$${}_2\sigma_{bz} = \frac{Z}{F_i} + \frac{M}{W_2} = \frac{Z}{105 d} + \frac{M}{17,6 d^2}.$$

Die Bedingung, daß das zulässige σ_{bz} nicht überschritten werden darf, erhält man aus der zweiten Gleichung.

Für $\sigma_{bz} = 10 \text{ kg/cm}^2$ erhalten wir entsprechend wie früher

$$d = \frac{0,95 Z + \sqrt{(0,95 Z)^2 + 22\,700 M}}{2000}$$

und damit für unseren Fall:

mit $\sigma_{bz} = 10 \text{ kg/cm}^2$: $d = 15,84 \approx 16,0 \text{ cm}$:

$$F_e = 0,005 \cdot 100 \cdot 16 = 8,0 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{9880}{8,0} = 1240 \text{ kg/cm}^2;$$

Für $\sigma_{bz} = 15 \text{ kg/cm}^2$:

$$d = \frac{0,95 Z + \sqrt{(0,95 Z)^2 + 34\,200 M}}{3000} = 12,0 \text{ cm};$$

$$F_e = 0,005 \cdot 100 \cdot 12 = 6,0 \text{ cm}^2/\text{m};$$

$$\sigma_e = \frac{9880}{6,0} = 1650 \text{ kg/cm}^2.$$

Während die vorstehenden Untersuchungen alle für eine Bewehrungsziffer $\varphi_1 = 0,5$ v. H. durchgeführt wurden, seien nachstehend alle entsprechenden Beziehungen auch für $\varphi_2 = 0,75$ v. H. und $\varphi_3 = 1,0$ v. H. angeführt.

Für doppelte Bewehrung:

$$\varphi_2 = 0,75 \text{ v. H.}; \quad n = 10$$

$$\sigma_{bz} = \frac{Z}{107,5 d} + \frac{M}{19,3 d^2}$$

mit $\sigma_{bz} = 15 \text{ kg/cm}^2$ erhalten wir:

$$d = \frac{0,93 Z + \sqrt{(0,93 Z)^2 + 31\,200 M}}{3000};$$

$$\varphi_3 = 1,0 \text{ v. H.}; \quad n = 10$$

$$\sigma_{bz} = \frac{Z}{110 d} + \frac{M}{20,2 d^2};$$

mit $\sigma_{bz} = 15 \text{ kg/cm}^2$:

$$d = \frac{0,91 Z + \sqrt{(0,91 Z)^2 + 29\,700 M}}{3000}.$$

Für einseitige Bewehrung:

Maßgebend für die Querschnittsbemessung ist hier die Spannung an der nichtbewehrten Außenfaser.

$$\varphi_2 = 0,75 \text{ v. H.}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{Z}{107,5 d} + \frac{M}{18,0 d^2};$$

mit $\sigma_{bz} = 15 \text{ kg/cm}^2$ wird:

$$d = \frac{0,93 Z + \sqrt{(0,93 Z)^2 + 33\,400 M}}{30\,000}.$$

$$\varphi_3 = 1,0 \text{ v. H.}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{Z}{110 d} + \frac{M}{18,4 d^2}$$

$$\sigma_{bz} = 15 \text{ kg/cm}^2: \quad d = \frac{0,91 Z + \sqrt{(0,91 Z)^2 + 32\,600 M}}{3000}.$$

In unserem Falle ergeben sich sonach die Betonzugspannungen in ihren Größtwerten mit einer gewählten Wandstärke $d = 12 \text{ cm}$ für die verschiedenen Bewehrungsziffern:

Bei symmetrischer, doppelter Bewehrung mit $\varphi_2 = 0,75 \text{ v. H.}$

$$\sigma_{bz} = \frac{9880}{107,5 \cdot 12} + \frac{17930}{19,3 \cdot 12^2} = 7,65 + 6,45 = 14,10 \text{ kg/cm}^2$$

mit $\varphi_3 = 1,0 \text{ v. H.}$

$$\sigma_{bz} = \frac{9880}{110 \cdot 12} + \frac{17930}{20,2 \cdot 12^2} = 7,49 + 6,16 = 13,65 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei einseitiger Bewehrung

mit $\varphi_2 = 0,75 \text{ v. H.};$

$$\sigma_{bz} = \frac{9880}{107,5 \cdot 12} + \frac{17930}{18,0 \cdot 12^2} = 7,65 + 6,92 = 14,57 \text{ kg/cm}^2$$

mit $\varphi_3 = 1,0 \text{ v. H.};$

$$\sigma_{bz} = \frac{9880}{110 \cdot 12} + \frac{17930}{18,4 \cdot 12^2} = 7,49 + 6,77 = 14,26 \text{ kg/cm}^2.$$

Es schwanken bei all diesen verschiedenen Annahmen der Eisenbewehrung die rechnerischen Betonzugspannungen zwischen 13,65 kg/cm und 14,57 kg/cm². Wir sehen daraus, daß der Eisengehalt auf die Berechnung von σ_{bz} ohne nennenswerten Einfluß ist.

Eine größere Anzahl schwächerer Eisen ist zweifellos vorteilhafter als eine kleinere Anzahl mit stärkerem Querschnitt. Die Grenze zwischen beiden wird durch die Möglichkeit einer guten praktischen Ausführung gegeben sein.

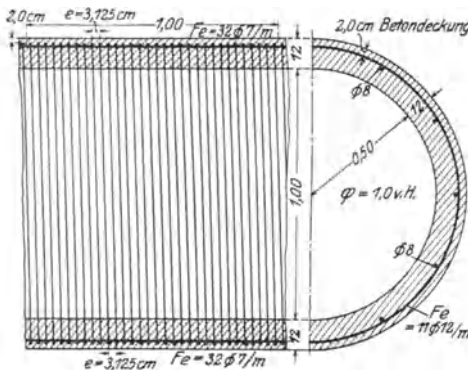


Fig. 60 a.

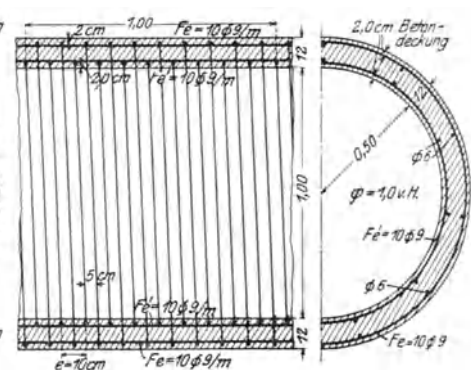


Fig. 60 b.

Für die Ausführung käme in Frage bei einer Berechnungsziffer $\varphi_2 = 0,75$ v. H.:

$$F_e = 0,0075 \cdot 100 \cdot 12 = 9,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

einseitig bewehrt: $11 \text{ } \varnothing 10 = 8,64 \text{ cm}^2$,

doppelt bewehrt: $2 \cdot 10 \text{ } \varnothing 8 = 10,04 \text{ cm}^2$;

$\varphi_3 = 1,0$ v. H.:

$$F_e = 0,01 \cdot 100 \cdot 12 = 12,0 \text{ cm}^2/\text{m},$$

gewählt: einseitig: $11 \text{ } \varnothing 12 = 12,44 \text{ cm}^2$ ($e = 9,1 \text{ cm}$),

doppelt: $2 \cdot 8 \text{ } \varnothing 10 = 12,56 \text{ cm}^2$ ($e = 12,5 \text{ cm}$).

Bei engerer Lagerung der Ringeisen:

einseitig bewehrt: $16 \text{ } \varnothing 10 = 12,56 \text{ cm}^2$ ($e = 6,25 \text{ cm}$);

$32 \text{ } \varnothing 7 = 12,32 \text{ cm}^2$ ($e = 3,125 \text{ cm}$) (siehe Fig. 60 a);

doppelt bewehrt: $2 \cdot 10 \cdot 9 = 12,72 \text{ cm}^2$ ($e = 10,0 \text{ cm}$) (siehe Fig. 60 b);

$2 \cdot 12 \text{ } \varnothing 8 = 12,06 \text{ cm}^2$ ($e = 8,35 \text{ cm}$);

$2 \cdot 22 \text{ } \varnothing 6 = 12,4 \text{ cm}^2$ ($e = 4,55 \text{ cm}$).

Als Verteilungseisen werden in Richtung der Rohrachse auf den Rohrumfang $12 \text{ } \varnothing 8$ bei einseitiger und $2 \cdot 11 \text{ } \varnothing 6$ bei doppelter Bewehrung eingelegt.

Bei Verwendung von Eisen für die Ringbewehrung mit kleinerem Durchmesser als 10 mm wird sich zwecks besserer Montage in größeren Abständen (alle Meter) das Einfügen eines Ringes von stärkerem Durchmesser empfehlen, der im Verband der Verteilungseisen das Gerippe für die Ringe bildet.

Bei leerem Rohr werden die Querschnittskräfte an der Sohle:

$$M = M_e + M_g = + 91,0 + 65,5 = + 156,5 \text{ mkg/m};$$

$$N = \triangle R_e + \triangle R_g = - 220 - 51 = - 271 \text{ kg/m}$$

und erhalten damit bei doppelter Bewehrung mit $\varphi_2 = 0,75$ v. H.;

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{271}{107,5 \cdot 12} \pm \frac{15650}{19,3 \cdot 12^2} = 0,21 \pm 5,64,$$

$$\sigma_{bd} = 5,85 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_{bz} = 5,43 \text{ kg/cm}^2.$$

Sollen die Zugspannungen alle durch die Eisen aufgenommen werden, so ergibt sich deren Spannung

$$\sigma_e = \frac{Z}{F_e}; \quad Z \approx \frac{1}{2} \cdot 5,43 \cdot \frac{12}{2} \cdot 100 = 1630 \text{ kg mit } F_e = 5 \varnothing 8 = 5,02 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{1630}{5,02} = 325 \text{ kg}$$

mit $\varphi_3 = 1,0$ v. H.

$$\sigma = \frac{271}{110 \cdot 12} \pm \frac{15650}{20,2 \cdot 12^2} = 0,25 \pm 5,4;$$

$$\sigma_{bd} = 5,65 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_{bz} = 5,15 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Eisenspannung ergibt sich, falls die Betonzugspannungen durch die Eisen aufgenommen werden sollen, aus

$$Z \approx \frac{1}{2} \cdot 5,15 \cdot \frac{12}{2} \cdot 100 = 1550 \text{ kg}; \quad F_e = 8 \varnothing 10 = 6,28 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{1550}{6,28} = 247 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei einseitiger Bewehrung ist die Betonzugspannung auf der unbewehrten Seite des Querschnittes zu ermitteln, da die Betondruckbeanspruchung nicht erheblich von den oben berechneten Werten bei doppelter Bewehrung abweicht und diese sehr niedrig sind.

Es wird mit $\varphi_2 = 0,75$ v. H.

$$\sigma_{bz} = \frac{271}{107,5 \cdot 12} - \frac{15650}{18,0 \cdot 12^2} = 0,21 - 6,05 = 5,84 \text{ kg/cm}^2$$

mit $\varphi_3 = 1,0$ v. H.,

$$\sigma_{bz} = \frac{271}{110 \cdot 12} - \frac{15650}{18,4 \cdot 12^2} = 0,25 - 5,92 = 5,67 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Betonzugspannungen sehr niedrig bleiben, wäre hier an sich eine Bewehrung der Zugzone nicht unbedingt erforderlich. Zur Erhöhung der Sicherheit soll man aber eine Bewehrung nicht unterlassen; der erforderliche Querschnitt würde sich ergeben aus:

$$Z \approx \frac{1}{2} \cdot 5,84 \cdot \frac{12}{2} \cdot 100 = 1750 \text{ kg}; \quad \text{für } \sigma_e = 1000 \text{ sind}$$

$$F_{\text{erf}} = \frac{1750}{1000} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad 10 \text{ } \varnothing 5 = 1,96 \text{ cm}^2.$$

In Fig. 60 c—e sind für ein Rohr vom Halbmesser r in der linken Hälfte die Momente, in der rechten die Ringkräfte für verschiedene Belastungsarten aufgetragen, (als Bezugsachse gilt die Umfangslinie des Kreises). In Fig. 60 c für Wasserdruck bei eben gefülltem Rohr, in Fig. 60 d für Eigengewicht und in Fig. 60 e für gleichmäßig verteilte Belastung von oben und unten. Über die Vorzeichen der Querschnittskräfte gilt das bereits Gesagte.

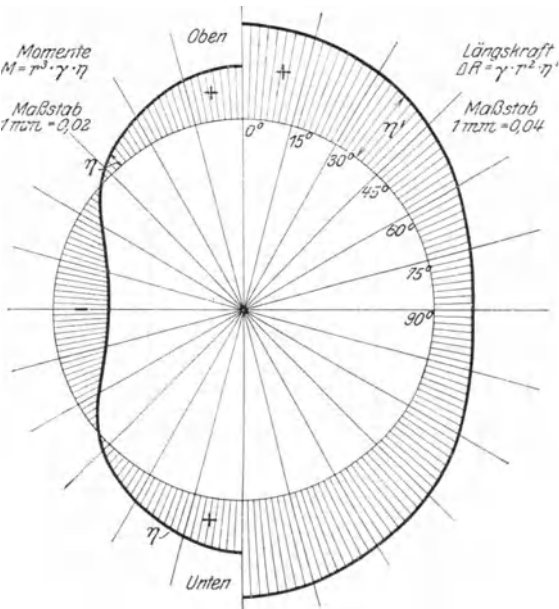


Fig. 60 c. Wasserdruck bei eben gefülltem Rohr (γ kg/cbm).

Überblicken wir bei der im vorangehenden durchgeführten Untersuchung die im Querschnitt des Rohres berechneten größten Spannungen, so sehen wir, daß die Zugspannungen im Beton σ_{bz} unterhalb der als zulässig aufgenommenen bleiben. Der rechnerische Nachweis für die Sicherheit gegen das Auftreten von Rissen wäre sonach erbracht.

Daß dieser Nachweis allein nicht genügt, um Risse zu vermeiden, ist nach allem bisher Gesagten ohne weiteres einzusehen. Zunächst wird man darauf achten müssen, daß die zu Rissen führenden Schwindspannungen möglichst ausgeschieden werden. Dies geschieht durch Naßhalten des fertigen Bauwerks durch längere Zeit und durch Anordnung von Trennungsfugen, wenn möglich in Abständen nicht unter 20 m. Wo dies nicht möglich ist, ordne man die Schwindfugen mindestens in Ent-

fernungen an, die einer Tagesleistung entsprechen. Für die notwendige Abdichtung der Fugen muß gesorgt werden.

Wenn auch Druckrohre infolge der Übersättigung von der Temperatur direkt nicht beeinflusst werden, besonders wenn sie tief liegen, so darf nicht übersehen werden, daß die Temperatur gerade bei dem jungen Beton, solange die Rohre freiliegen, Temperaturspannungen hervorruft. Hier hilft schon das Naßmachen, das Zudecken mit nassen Säcken u. a. Während im Sommer die Temperaturspannungen die Schwindspannungen günstig beeinflussen, werden die letzteren vergrößert bei niedrigen Temperaturen. In diesem Falle werden die Trennungsfugen noch wichtiger. Mit Rücksicht auf die mit dem Alter zunehmende Zugfestigkeit des Betons sollen nach Möglichkeit zuerst die höchst beanspruchten Teile des Rohres hergestellt werden, damit sie vor Benutzung möglichst lange Zeit für die Erhärtung haben.

Das mit vorstehend angegebenen Vorsichtsmaßregeln hergestellte Rohr, dessen Beton von besonderer Dichtigkeit sein muß, wird nur bis zu einem gewissen Grade wasserdicht sein. Jede örtliche Undichtheit

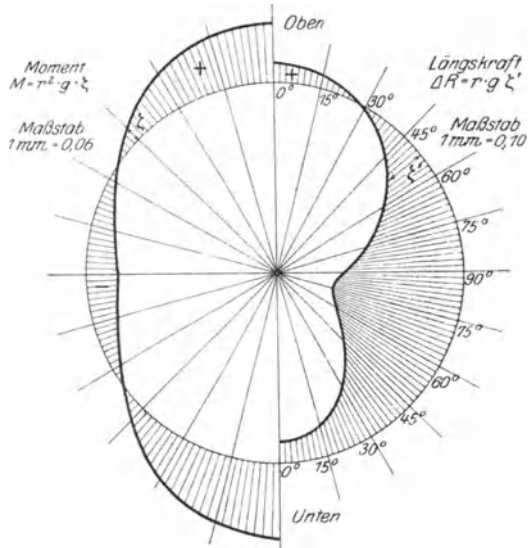


Fig. 60 d. Eigengewicht (g kg/qm).

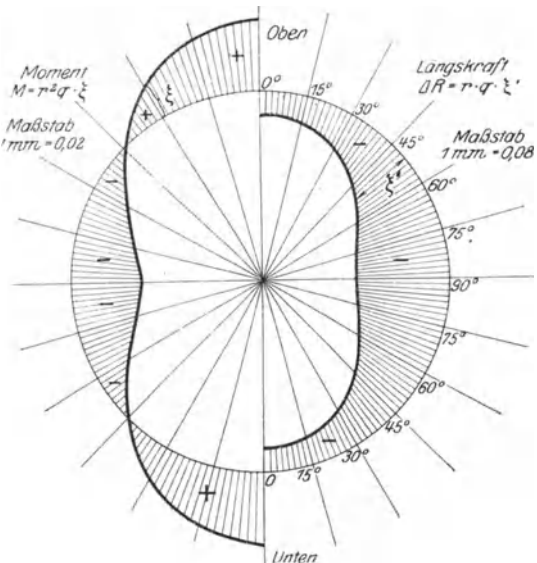


Fig. 60 e. Erddruck (q kg/qm von oben und unten).

besonderer Dichtigkeit sein muß, wird nur bis zu einem gewissen Grade wasserdicht sein. Jede örtliche Undichtheit

wird durch den Austritt von Wasser, wenn auch in geringer Menge, gekennzeichnet. Wir müssen aber die Rohrwandungen mit allen uns zur Verfügung stehenden Mitteln wasserabweisend machen, damit Wasser nicht bis zu den Eiseneinlagen vordringen kann und damit keine allzu großen Druckverluste eintreten. Ferner müssen die Rohrwandungen zur Verminderung der Reibung sehr glatt sein. Aus diesen Gründen verwendet man zur Erhöhung der Sicherheit Glatzstriche, Putz- und mitunter auch Anstriche. Diese Sicherungsmittel sollen aber nicht als Hauptsache angesehen werden. Das Hauptaugenmerk muß auf die Herstellung eines einwandfreien, rißfreien Betons gerichtet sein.

Die Eiseneinlagen sind bei Druckrohren weit wesentlicher als bei Dückern, nicht etwa weil sie Risse verhindern sollen, wie vielfach angenommen wird, sondern um eine bessere Dehnungsverteilung über die Betonwandung zu ermöglichen. Diese Wirkung kann nur durch eine gute Verteilung über die ganze Länge des Rohres erzielt werden. Nicht die Menge der eingelegten Eisen, sondern ihre gute Verteilung wird ein gutes Zusammenwirken mit dem Beton und damit erhöhte Rißsicherheit herbeiführen.

Es mag nochmals darauf hingewiesen werden, daß die bei Vernachlässigung des Betonquerschnittes errechneten hohen Eisenspannungen ein unrichtiges Bild von den wirklich auftretenden Spannungen geben und deshalb ohne Belang sind. Es widerspricht den tatsächlichen Verhältnissen, wenn man der Berechnung einen gerissenen Betonquerschnitt zugrunde legt und gleichzeitig verlangt, daß die Zugspannungen im Beton ein gewisses Maß nicht überschreiten, damit keine Risse auftreten.

Es wird sich daher empfehlen, in erster Linie die Rißsicherheit der Druckrohre nachzuweisen, wie dies in der Einleitung besprochen wurde. Die verrechneten Spannungen in den Eiseneinlagen mögen bis zu 1200 kg/cm^2 als zulässig angesehen werden mit Rücksicht auf die Tragsicherheit.

III. Stützmauern und Ufermauern.

1. Eisenbetonstützwand als Winkelstützmauer.

Die Stützmauer, die eine nutzbare Höhe hat von 3,20 m, ist in Verbindung mit einer 80 cm unter Gelände gegründeten Platte als biegungsfeste Eisenbeton-Winkelstützwand ausgebildet. Die genaueren Abmessungen sowie die konstruktive Durchbildung sind aus Fig. 61 a ersichtlich¹⁾.

¹⁾ Ausführung bei einer Rampenanlage nach einem Entwurf der Eisenbetonunternehmung Kell & Loeser in Dresden.

Die statische Untersuchung wurde durchgeführt für ein Erdmaterial mit dem Gewicht $\gamma = 1600$ kg und einem natürlichen Böschungswinkel $\varphi = 30^\circ$. Als Nutzbelastung auf dem Wege wurde 1000 kg/m^2 angenommen, was eine Überschüttungshöhe $h' = 1,00 \cdot \frac{1000}{1600} \approx 65 \text{ cm}$ gleichkommt.

Mit diesen Berechnungsgrundlagen wurde in der Figur auf bekannte Weise der Erddruck ermittelt:

$$E = \frac{1}{2} \cdot 2,64 \cdot 2,30 \cdot 1,00 \cdot 1600 = 4860 \text{ kg/lfdm.}$$

Dieser Erddruck ist mit den auf die Sohle der Winkelstützwand wirkenden Kräften

dem Eigengewicht G_1 des senkrechten Schenkels der Wand,
dem Eigengewicht G_2 des wagerechten Schenkels der Wand
und dem Gewicht G_3 des auf der Sohle lastenden Erdreiches mit Hilfe des Kräfteplanes zusammengesetzt zu der Mittelkraft R , die im Abstand von 34 cm vom äußeren Rande der Fundamentplatte die Aufstandsfläche schneidet.

Da ihre senkrechte Teilkraft sich zu 11,14 t ergibt, so berechnet sich die größte Bodenpressung am äußeren Rande der Bodenplatte:

$$\sigma = \frac{11140 \cdot 2}{100 \cdot 3 \cdot 34} = 2,19 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den untersten Querschnitt $a - a$ des senkrechten Schenkels der Wand ermittelt sich das Moment aus der wagerechten Teilkraft $E = E \cos \varphi = 4,86 \cdot 0,866 = 4,21$ t des Erddruckes und dessen Hebelarm dem Abstand des Dreiecksschwerpunkts $h_s \approx \frac{1}{3} \cdot 4,41 = 1,47$ m (streng genommen der Abstand des Schwerpunktes des Trapezes) zu:

$$M_{a-a} = M_{\max} = 1,47 \cdot 4,21 = 6,20 \text{ mt.}$$

Dieses Moment an der Einspannstelle des senkrechten Schenkels der Wand ergibt sich aus der trapezförmigen Belastung in α . Die Momentenfläche aus dieser Belastung β entsteht, wie Fig. 61a zeigt, aus der Dreieckslast (kubische Parabel) und der gleichförmig verteilten Belastung, deren Einspannmoment ergibt sich aus α zu: $M_g = E_{wg} h_g$

$$E_{wg} = 0,203 \cdot 3,76 \cdot 1,00 \cdot 1,60 \cdot \cos \varphi = 1,055 \text{ t}; \quad h_g = \frac{1}{2} \cdot 3,76 \text{ m}$$

und demnach $M_g = 1,055 \cdot \frac{3,76}{2} = 1,98$ mt (quadratische Parabel).

Das Einspannmoment aus der Dreiecksbelastung berechnet sich also zu $M_d = M_{\max} - M_g = 6,20 - 1,98 = 4,22$ mt. Durch Addition beider Momentenflächen erhalten wir dann die in Fig. β aufgetragene endgültige Momentenfläche für die Trapezbelastung. Das Moment in Höhe des Geländes, d. h. 56 cm über der Einspannstelle, entnehmen wir aus der Figur zu: $M_{b-b} = 4,10$ mt.

Das Moment beim Anschluß des wagerechten Schenkels an die senkrechte Wand ergibt sich aus dem Gewicht $G_3 = 6,02$ t der auflastenden Erde und ihrem Wirkungsarm in bezug auf diesen Querschnitt zu

$$M_{e-c} = 0,42 \cdot 6,02 = 2,53 \text{ mt.}$$

Damit sind die Momente für die charakteristischen Querschnitte ermittelt.

Spannungsnachweis:

Schnitt am untersten Querschnitt der Wand: $M_{a-a} = 6,20$ mt.

Querschnitt: 100 45; $h' = 45 - 3 = 42$ cm; $F_e = 17,4$ cm².

(\varnothing 12 im Abstand 6,5 cm) = 15,38 \varnothing 12 lfdm.

$$x = \frac{10 \cdot 17,4}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 42}{10 \cdot 17,4}} \right) = 10,5 \text{ cm;}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 620000}{10,5 \cdot 100 \cdot \left(42 - \frac{10,5}{3} \right)} = 32,2 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{620000}{17,4 \cdot \left(42 - \frac{10,5}{3} \right)} = 926 \text{ kg/cm}^2.$$

Schnitt in Höhe des Geländes: $M_{b-b} = 4,10$ mt.

Querschnitt: 100 27,5; $h' = 27,5 - 2 = 25,5$ cm; $F_e = 17,4$ cm².

$$x = 7,84 \text{ cm;}$$

$$\sigma_{bd} = 45,7 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 1030 \text{ kg/cm}^2.$$

)

Schnitt in der Bodenplatte beim Anschluß an die Wand:
 $M_{c-c} = 2,53$ mt.

Querschnitt: 100 24; $h' = 24 - 2,5 = 21,5$ cm; $F_e = 17,4$ m².

$$x = 7,05 \text{ cm;}$$

$$\sigma_{bd} = 37,5 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 760 \text{ kg/cm}^2.$$

Es bleiben demnach alle Spannungen in zulässigen Grenzen.

Die Schubspannungen in den charakteristischen Querschnitten berechnen sich wie folgt.

An der Einspannstelle:

$$Q_{\max} = E_w = 4,21 \text{ t;}$$

$$b = 100 \text{ cm;}$$

$$h_{zD} = h' - \frac{x}{3} = 42 - \frac{10,5}{3} = 38,5 \text{ cm;}$$

$$\tau = \frac{Q}{b h_{zD}} = \frac{4210}{100 \cdot 38,5} = 1,10 \text{ kg/cm}^2$$

In Geländehöhe:

Nach Fig. α wird:

$$Q = 1,20 \cdot \frac{3,85}{2} \cdot 1,00 \cdot 1,6 \cdot \cos \varphi = 3,20 \text{ t},$$

$$b = 100 \text{ cm};$$

$$h_{zD} = 25,5 - \frac{7,84}{3} = 22,89 \text{ cm};$$

$$\tau = \frac{3200}{100 \cdot 22,89} = 1,4 \text{ kg/cm}^2.$$

In der Bodenplatte beim Anschluß an die Wand:

$$Q = S_3 = 6,02 \text{ t};$$

$$b = 100 \text{ cm};$$

$$h_{zD} = 21,5 - \frac{7,05}{3} = 19,15 \text{ cm};$$

$$\tau = \frac{6020}{100 \cdot 19,15} = 3,15 \text{ kg/cm}^2.$$

Es bleiben demnach auch die Schubspannungen in allen Querschnitten unterhalb der zulässigen Grenze.

2. Betonstützmauer mit Eisenbewehrung.

Es handelt sich hier um eine Stützmauer von 13 m Höhe bei wasserhaltiger Hinterfüllung¹⁾. Die Ausbildung der Mauer als Eisenbetonwinkelstützmauer nach der vorher behandelten Art mit nach rückwärts ausladender Bodenplatte hätte der großen Höhe halber eine unwirtschaftlich große Erdbewegung erfordert. Aus diesem Grunde wurde eine Gewichtsstützmauer aus Beton mit Eiseneinlagen mit nach vorn ausladendem Fundamentfuß gewählt, wie dies Fig. 61 b zeigt. An der Rückwand ist zur guten Entwässerung eine Steinpackung von 1 m Stärke ausgeführt; das Sickerwasser wird durch Dränageröhren gesammelt und in Abständen von 10 m durch Entwässerungsrohre am Mauerfuße abgeführt.

Für die statische Untersuchung sind folgende Grundlagen bestimmend gewesen:

Eigengewicht der Mauer 2,3 t/cm²;

Eigengewicht der Hinterfüllung 2,0 t/cm²;

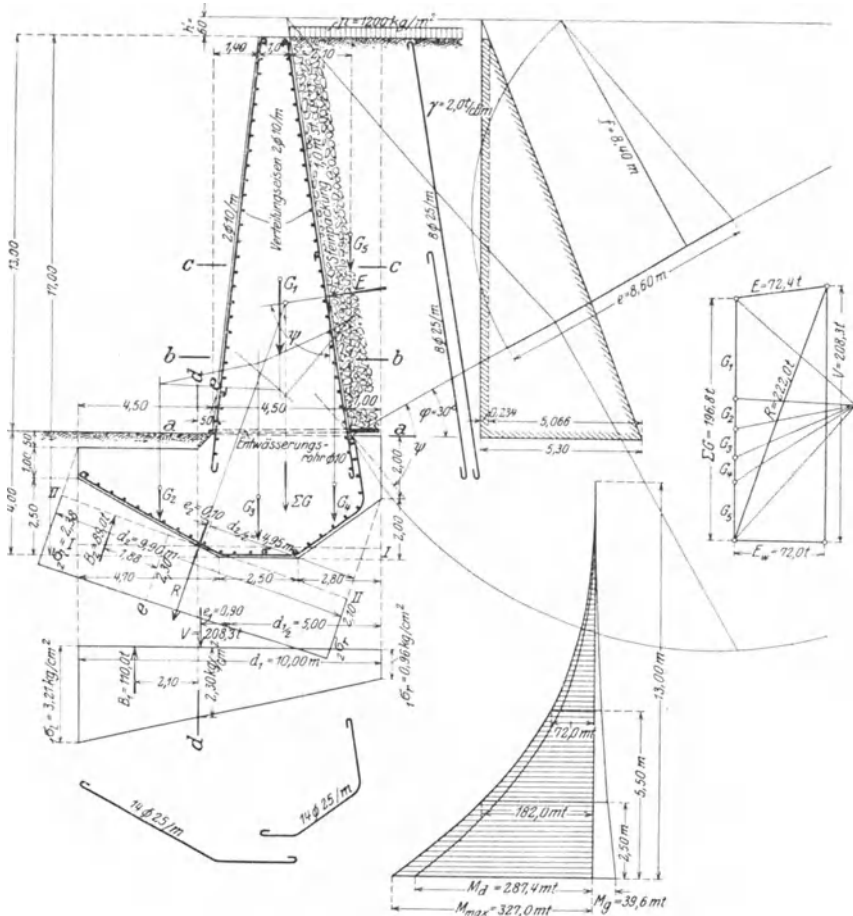
Eigengewicht derauf den Absatz des Fundamentfußes als Gegengewicht wirkenden Erdprismas (teilweise Steinpackung!) 1,8 t/cm²;

Natürlicher Böschungswinkel der Hinterfüllung $\varphi = 30^\circ$;

Reibungswinkel zwischen Hinterfüllung und Betonwand $\delta = 0^\circ$;

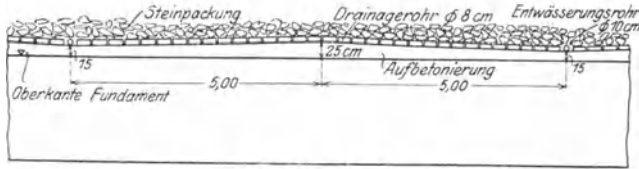
Auflast als Verkehrslast $p = 1200 \text{ kg/m}^2 \left(h' = 1,00 \cdot \frac{1200}{2000} = 0,60 \text{ m} \right)$.

¹⁾ Ausführung der Eisenbetonunternehmung Dücker & Co. in Düsseldorf.



$$\begin{aligned}
 E &:: \frac{1}{2} \cdot 8,60 \cdot 8,40 \cdot 1,00 \cdot 2,0 = 72,4 \text{ t}, \\
 G_1 &= \frac{4,50 + 1,0}{2} \cdot 13,0 + 1,0 \cdot 2,30 = 82,2 \text{ t}, \\
 G_2 &= \frac{3,50 + 1,00}{2} \cdot 4,70 \cdot 1,00 \cdot 2,30 = 24,3 \text{ t}, \\
 G_3 &= 2,50 \cdot 4,00 \cdot 1,00 \cdot 2,30 = 23,0 \text{ t}, \\
 G_4 &= \frac{4,00 + 2,00}{2} \cdot 2,80 \cdot 1,00 \cdot 2,30 = 19,3 \text{ t}, \\
 G_5 &= \frac{3,10 + 1,0}{2} \cdot 13,00 \cdot 1,00 \cdot 1,80 = 48,0 \text{ t}.
 \end{aligned}$$

Fig. 61 b.



Entwässerung.

Im übrigen ist die statische Untersuchung genau wie beim vorhergehenden Beispiel durchgeführt, wie dies in Fig. 61 b gezeigt wird.

Die Ersatzkraft $R = 222,0 \text{ t}$, die sich aus dem Erddruck $E = 72,4 \text{ t}$ und den senkrechten Kräften $\Sigma G = 196,8 \text{ t}$ zusammensetzt, ergibt die Vertikalkraft $V = 208,3 \text{ t}$ und die Horizontalkraft $E_w = 72,0 \text{ t}$.

Damit ermitteln sich die Bodenpressungen einmal in dem wagerecht angenommenen Schnitte $I-I$ nach der Gleichung:

$$\sigma = \frac{N}{b \cdot d} \left(1 \pm \frac{6e}{d} \right)$$

zu:

$${}_1\sigma_{l,r} = \frac{208300}{100 \cdot 1000} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 90}{1000} \right) = 2,083 \cdot (1 \pm 0,54);$$

$${}_1\sigma_l = 3,21 \text{ kg/cm}^2; \quad {}_1\sigma_r = 0,96 \text{ kg/cm}^2.$$

Das andere Mal für einen Schnitt $II-II$ normal zur Resultierenden R zu:

$${}_2\sigma_{l,r} = \frac{222000}{100 \cdot 990} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 10}{990} \right) = 2,24 \cdot (1 \pm 0,0606);$$

$${}_2\sigma_l = 2,38 \text{ kg/cm}^2; \quad {}_2\sigma_r = 2,10 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Aufnahme der wagerechten Kraft $E_w = 72,0 \text{ t}$ muß bei einem Vertikaldruck $V = 208,3 \text{ t}$ der Reibungskoeffizient mindestens gleich sein.

$$f = \frac{R}{D} = \frac{72,0}{208,3} = 0,346.$$

Dies ist für Beton und feuchten Erdboden ein zulässiger Wert.

Die Momentenfläche ergibt sich wie im vorigen Beispiel aus dem Größtmoment am Mauerfuß in Schnitt $a-a$.

$$M_{\max} = M_{a-a} = E_w \frac{h}{3} = 72,0 \cdot \frac{13,60}{3} = 327,0 \text{ mt.}$$

Die Teilmomente M_g und M_d sind in diesem Falle

$$M_g = 0,234 \cdot 13,0 \cdot 1,00 \cdot 2,0 \cdot \frac{13,0}{2} = 39,6 \text{ mt};$$

$$M_d = M_{\max} - M_g = 287,4 \text{ mt}.$$

Mit diesen Teilwerten wurde nun die quadratische und die kubische Parabel und durch Addition die endgültige Momentenfläche für die Stützwand gefunden.

Im Abstand $2,5 \text{ m}$ vom Gelände ergab sich das Moment $M_{b-b} = 182,0 \text{ mt}$;

in $5,5 \text{ m}$ Höhe: $M_{c-c} = 72,0 \text{ mt}$.

Das Moment für den gefährlichen Querschnitt am Fundamentfuß wurde mit Hilfe der Spannungsdiagramme ermittelt

in Schnitt $d-d$: $M_{d-d} = 110,0 \cdot 2,10 = 231 \text{ mt}$;

in Schnitt $e-e$: $M_{e-e} = 89,0 : 1,88 = 167 \text{ mt}$.

Spannungsnachweis.

Schnitt $a - a$: $M_{a-a} = 327,0 \text{ mt}$;

Querschnitt: $100/450$; $h' = 450 - 5 = 445 \text{ cm}$; $F_e = (16 \varnothing 25) = 78,54 \text{ cm}^2$.

$$x = \frac{10 \cdot 78,54}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 445}{10 \cdot 78,54}} \right) = 76,1 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 32700000}{76,1 \cdot 100 \left(445 - \frac{76,1}{3} \right)} = 20,5 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{32700000}{78,54 \cdot \left(445 - \frac{76,1}{3} \right)} \sim 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Schnitt $b - b$: $M_{b-b} = 182,0 \text{ mt}$;

Querschnitt: $100/380$; $h' = 380 - 5 = 375 \text{ cm}$; $F_e = 16 \varnothing 25 = 78,54 \text{ cm}^2$.

$$x = 70 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = 14,8 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 660 \text{ kg/cm}^2.$$

Schnitt $c - c$: $M_{c-c} = 72,0 \text{ mt}$.

Querschnitt: $100/300$; $h' = 295 \text{ cm}$; $F_e = 8 \varnothing 25 = 39,27 \text{ cm}^2$.

$$x = 44,4 \text{ cm}; \quad \sigma_{bd} = 11,6 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_e = 655 \text{ kg/cm}^2.$$

Schnitt $d - d$: $M_{d-d} = 231,0 \text{ mt}$;

Querschnitt: $100/310$; $h' = 305 \text{ cm}$; $F_e = 14 \varnothing 25 = 68,72 \text{ cm}^2$;

$$x = 58,4 \text{ cm}; \quad \sigma_{bd} = 27,7 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_e = 1180 \text{ kg/cm}^2.$$

Schnitt $e - e$: $M_{e-e} = 167,0 \text{ mt}$.

Querschnitt: $100/280$; $h' = 275 \text{ cm}$; $F_e = 14 \varnothing 25 = 68,72 \text{ cm}^2$.

$$x = 55 \text{ cm}; \quad \sigma_{bd} = 23,7 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_e = 950 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubspannungen werden:

In Schnitt $a - a$: $Q_{a-a} = E_w = 72,0 \text{ t}$;

$$h_{zD} = 445 - \frac{76,1}{3} = 419,6 \text{ cm};$$

$$\tau = \frac{72000}{100 \cdot 419,6} = 1,72 \text{ kg/cm}^2.$$

In Schnitt $d - d$: $Q_{d-d} = B_1 = 110,0 \text{ t}$;

$$h_{zD} = 305 - \frac{58,4}{3} = 285,5 \text{ cm};$$

$$\tau = \frac{110000}{100 \cdot 285,5} = 3,86 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir sehen also, daß alle Spannungen innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben.

3. Ufermauer aus Eisenbeton auf Eisenbetonpfählen und mit Eisenbetonspundwand.

In vorliegendem Falle handelt es sich um eine Ufermauer an einer Binnenwasserstraße¹⁾. Das Bauwerk wurde ausgebildet als Eisenbetonwinkelstützmauer auf einem Eisenbetonpfahlbocksystem und vorgeschlagenen Spundwanddielen, wie dies mit allen Einzelheiten aus Fig. 61 c zu ersehen ist.

Die Untersuchung der Winkelstützmauer erfolgt wie im Beispiel 1. Die hier erforderlichen Berechnungsgrundlagen sind für den oberen Teil des Bauwerkes (über dem Wasserspiegel) folgende:

Gewicht der Erde $\gamma_1 = 1,7 \text{ t/cbm}$;
 Böschungswinkel der Erde: $\varphi_1 = 37^\circ$;
 Reibungswinkel zwischen Erde und Wand $\delta_1 = 0^\circ$;
 Verkehrsbelastung: 10 t Lastwagen;
 oder gleichmäßige Auflast $p_1 = 2000 \text{ kg/m}^2$ auf die in Frage kommende beschränkte Fläche.

Die zeichnerische Ermittlung des Erddruckes und der endgültigen Ersatzkraft R' ist aus der Figur zu entnehmen. Sie erfolgte unter Vernachlässigung der Einwirkung der Rippen, was um so eher angängig erscheint, als die Resultierende durch das obere Ende der vorderen Pfahlreihe geht. Die zur Ausführung gekommenen Rippen, die alle 3,2 m angeordnet werden, dienen als Versteifung und Verbindung der beiden Pfahlreihen sowie zur Kraftübertragung für den Fall, daß die Ersatzkraft tatsächlich nicht die rechnerisch ermittelte Lage hätte.

Die hintere Pfahlreihe muß Zugkräfte aufnehmen, die durch die Rippen und die vordere Wand übertragen werden, welche letztere zu diesem Zwecke auch wagerechte Bewehrung aufweist. Außerdem ist die Vorderwand von Pfahl zu Pfahl als Träger ausgebildet. Es erhalten demnach die Spundwände keine senkrechten Lasten.

Für die Untersuchung der Spundwand und der Pfähle ist für die Auflast, da der Lastwagen in dieser Tiefe kleinere Beanspruchungen ergibt, eine gleichmäßig verteilte Verkehrsbelastung von 560 kg/m^2 zu wählen; außerdem für

das Gewicht der Erde unter Wasser $\gamma_2 = 1,9 \text{ t/cbm}$;
 den Böschungswinkel $\varphi_2 = 22^\circ$;
 den Reibungswinkel $\delta_2 = 0^\circ$.

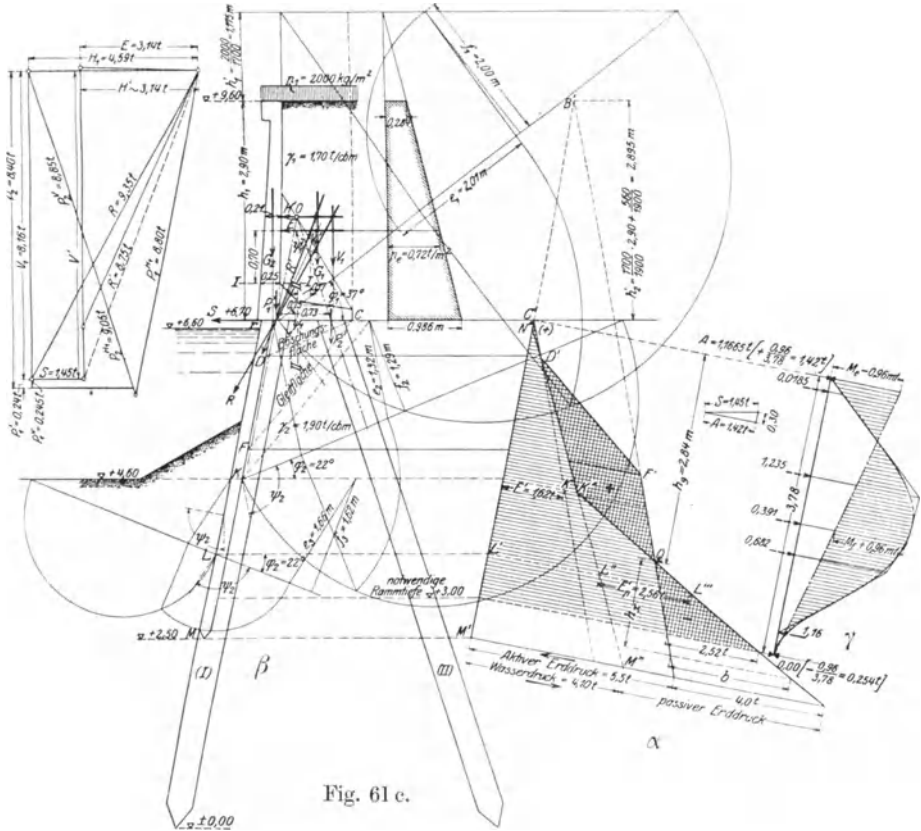
Mit diesen Werten wurde der aktive Erddruck in der Tiefe + 4,60 für eine horizontal angenommene Geländelinie auf Höhe + 6,70 ermittelt zu:

$$E' = \frac{1}{2} \cdot 1,32 \cdot 1,29 \cdot 1,9 = 1,62 \text{ t}.$$

¹⁾ Entwurf und Ausführung der Eisenbetonunternehmung. Wayss-Freytag A. G.

Mit dieser Größe konnte man das Erddruckdreieck in α (Fig. 61 c) mit der Spitze in C' und der Basis 1,62 auf Höhe + 4,60 gezeichnet werden.

Nach dieser Dreiecksfigur verläuft der Erddruck infolge der Überdeckung durch die Bodenplatte der Stützmauer bis zum Schnittpunkt (D) der Böschungslinie durch die hintere Kante C des wagerechten Winkelschenkels mit der rückseitigen Fläche der Spundwand.



Von da an steigt der Druck infolge der zur Wirkung kommenden Erd- und Verkehrslast allmählich. Im Schnittpunkt der Gleitfläche durch C mit der Spundrückwand (F) erreicht er den für die Reduktionslinie im Abstand:

$$h_2' = \frac{-\gamma_1}{\gamma_2} h_1 + \frac{p_2}{\gamma_2} = \frac{-1700}{1900} \cdot 2,90 + \frac{560}{1900} = 2,895 \text{ m};$$

von Höhe + 6,70 sich ergebenden Wert auf einer Parallelen zu $C'K'$ durch B' (in F'). Innerhalb dieser Grenzen verläuft die Drucklinie zwischen D' und F' in Annäherung geradlinig.

In größeren Tiefen verläuft das Diagramm des aktiven Erddruckes nach der Verlängerung der Dreiecksseite $B'F'$ über F' hinaus.

Außer diesen Druckkräften des aktiven Erddruckes von rechts nach links erfährt die Spundwand durch das bis $+ 6,60$ anstehende Wasser und die $2,0$ m tieferliegende Erde des Flußbettes eine entgegengesetzte Belastung durch den Wasserdruck und den passiven Erddruck.

Das Diagramm des Wasserdruckes verläuft nach der Linie $N''M''$, an welches sich in K'' dasjenige des passiven Erddruckes anschließt. In Fig. 61 c (β) ist für den Punkt L $1,0$ m unter der auf Höhe $+ 4,60$ bis zur Spundwand wagerecht angenommenen Sohle der passive Erddruck ermittelt zu:

$$E'_p = \frac{1}{2} 1,66 \cdot 1,61 \cdot 1,9 = 2,56 \text{ t.}$$

Es verläuft also der passive Erddruck nach der Linie $K''L''$ und deren Verlängerung über L'' hinaus.

Die endgültig zur Wirkung kommenden Druckflächen erhält man nun einfach durch Übereinanderklappen der beiden Druckfiguren in den doppelt schraffierten Flächen der Fig. 61 c (α).

Die theoretisch notwendige Raumentiefe erhält man nun aus der Bedingung „Summe der Momente aller Kräfte um das obere Ende der Spundwand C gleich Null“. Bezeichnet man allgemein den Abschnitt zwischen positiver (+) und negativer (−) Druckfläche in der Tiefe h_x unter dem Kreuzungspunkt Q mit b , so ist der Inhalt der negativen

Druckfläche $J_n = \frac{b \cdot h_x}{2}$, und deren Moment, bezogen auf C' :

$$M_n = J_n (h_q + \frac{2}{3} \cdot h_x).$$

Die Bedingungsgleichung lautet nun in unserem Falle mit den durch gestrichelte Linien in regelmäßige Figuren eingeteilten Druckflächen:

Inhalt der Druckflächen	Abstand ihres Schwerpunktes von C in m	Moment auf C in mt
$\frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 0,37 = +0,0185$	0,18	+0,00333
$\frac{1}{2} \cdot 1,96 \cdot 1,26 = +1,235$	1,31	+1,62
$\frac{1,96 + 1,95}{2} \cdot 0,4 = +0,391$	1,94	+0,76
$\frac{1}{2} \cdot 1,95 \cdot 0,70 = +0,682$,	2,36	+1,61
und da: $\frac{h_x}{b} = \frac{1,46}{4,00}$ und		$\Sigma = +3,99333$
$h_x = 0,365 b$:		
$J_n = -0,365 \frac{b^2}{2}$	$(2,84 + \frac{2}{3} 0,365 b)$ $= (2,84 + 0,243 b)$	$-(0,519 b^2 + 0,0444 b^3)$

$$3,99333 - (0,519 b^2 + 0,0444 b^3) = 0$$

$$\text{oder: } 0,0444 b^3 + 0,519 b^2 - 3,99333 = 0.$$

Die Gleichung wird erfüllt mit $b = 2,52$ t.

Dieser Wert wird erreicht auf der Höhe $+ 3,00$.

In γ (Fig. 61 c) ist mittels des Seilpolygons die Momentenfläche für die oben gelenkig gelagert gedachte Spundwand gezeichnet. Dafür gibt die zweite Gleichgewichtsbedingung, „Summe aller horizontalen Kräfte gleich Null“, den Auflagerdruck am Kopfe der Wand zu: $A = 1,1665$ t.

Um die Spundwand am wirtschaftlichsten auszunutzen, ist es vorteilhaft, am Kopfe das gleiche, entgegengesetzt wirkende Moment aufnehmen zu lassen, wie es das Größtmoment im unteren Teil der Wand wird, da wir auf die ganze Höhe in der Spundbohle den gleichen Querschnitt zur Verfügung haben. Auf diese Weise erhalten wir als Schlußlinie die strichpunktierte Linie, und es ist dafür das Einspannmoment am Kopfe gleich dem Größtmoment im unteren Teile der Wand: $M = \pm 0,96$ mt. Die Einspannung der Spundwand am Kopfe wird dadurch zu erreichen gesucht, daß die Eisen der Spunddielne in die Winkelstützmauer hochgeführt werden.

Das Einführen des Einspannmomentes am Kopfe $M_e = -0,96$ mt bedingt eine Vergrößerung des Auflagerdruckes dortselbst um

$$\frac{M_e}{l} = \frac{0,96}{3,78} = 0,254 \text{ t.}$$

Der gesamte Auflagerdruck am Kopfe der Wand ergibt sich demnach:

$$A = 1,1665 + 0,254 \approx 1,42 \text{ t.}$$

Infolge der oberen Einspannung würde sich die erforderliche Rammtiefe etwas erniedrigen; doch ist dies nicht von Belang, da wir, um einen gewissen Sicherheitsgrad zu erreichen, in Wirklichkeit stets tiefer rammen, wo in unserem Falle bis auf Höhe $+ 2,50$.

Bei der Berechnung der Pfähle, die als Bockgestell ausgebildet sind, ist zunächst zu beachten, daß bisher alle Kräfte für einen 1,0 m tiefen Mauerstreifen durchgeführt wurden. Die Pfahlböcke stehen aber, wie dies Fig. 61 d zeigt, nur alle 3,20 m; demnach sind alle Kraftgrößen, die sich auf die Pfähle beziehen, mit 3,2 zu multiplizieren.

Die durch die Winkelstützmauer auf den Pfahlbock übertragenen Kräfte erhalten wir in δ aus der Resultierenden R' des Erddruckes und der lotrechten Lasten, indem wir R' ersetzen durch eine Horizontalkraft H' in Höhe des Schnittpunktes 0 der Pfahlachsen und eine Vertikalkraft V' . Da infolge des horizontalen Auflagerdruckes S der Spundwandköpfe (siehe Fig. 61 c) die Resultierende R' übergeht in die Resultierende R mit dem Horizontalschub $H_1 = H' + S = 4,59$ t und der Vertikalkraft V_1 , so ergeben sich die Kräfte in den beiden Pfahlrichtungen durch Zerlegen der Horizontalkraft H_1 in $P_1^{H_1} = 8,80$ t (Druck) und $P_2^{H_1} = 9,05$ t (Zug) und Verteilen der Vertikalkraft V_1 auf beide Pfähle nach dem Hebelgesetz. Dabei ergeben sich die Teilkräfte in Richtung der Pfähle aus δ zu.

$$P_1^{H_1} = 0,245 \text{ t (Zug)}$$

und

$$P_2^{V_1} = 8,85 \text{ t (Druck)},$$

und damit berechnen sich nun die endgültigen Pfahlbelastungen wie folgt:

für die vorderen Druckpfähle:

$$P_I = (8,80 - 0,245) \cdot 3,20 = 27,4 \text{ t (Druck)};$$

für die hinteren Zugpfähle:

$$P_{II} = (9,05 - 8,85) \cdot 3,20 = 6,4 \text{ t (Zug)}.$$

Durch die Komponente der Auflagerkraft A der Spundwand in Richtung der Druckpfähle wird, falls wir diese Teilkraft nicht unmittelbar durch die Spundwanddielen aufnehmen wollen, die Druckkraft der vorderen Pfähle um $0,30 \cdot 3,2 = 0,96 \text{ t}$ vergrößert, und wir erhalten im ungünstigsten Falle:

$$P_I = 27,4 + 0,96 = 28,36 \sim 28,5 \text{ t (Druck)}.$$

Infolge der exzentrischen Lage der Resultierenden R in bezug auf den Schnittpunkt 0 der Pfahlachsen ist außer den oben berücksichtigten Kräften H_1 und V_1 noch ein Moment wirksam, das jedoch durch die starke Versteifung der Winkelstützmauer und deren Rippen unbeschadet der Sicherheit der Konstruktion aufgenommen wird.

Spannungsnachweis:

Für die Winkelstützmauer ergibt sich das Moment beim Anschluß der senkrechten Wand an die Voute aus der Horizontalkomponente des Erddruckes und dessen Abstand zu:

$$M_{I-I} = 3,14 \cdot 0,70 = 2,20 \text{ mt.}$$

Querschnitt 100/25;

$$h' = 25 - 3 = 22 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad F_e = 8 \varnothing 14 = 12,32 \text{ cm}^2;$$

$$x = \frac{10 \cdot 12,32}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 22}{10 \cdot 12,32}} \right) = 6,24 \text{ cm};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 220\,000}{6,24 \cdot 100 \left(22 - \frac{6,24}{3} \right)} = 39,4 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{220\,000}{12,32 \cdot \left(22 - \frac{6,24}{3} \right)} = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Beim Anschluß der Bodenplatte an die Voute wird infolge der Vertikalkomponente von R' das Moment $M_{II-II} = 8,16 \cdot 0,17 \sim 1,4 \text{ mt.}$

Querschnitt 100/25;

$$h' = 22 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad F_e = 5 \varnothing 14 = 7,7 \text{ cm}^2;$$

$$x = 5,10 \text{ cm}; \quad \sigma_{bd} = 27,0 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_e = 900 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschnitt 100 21; $h' = 19 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $F_e = 5 \varnothing 10 = 3,93 \text{ cm}^2$;
 $x = 3,5 \text{ cm}$; $\sigma_{b,d} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_e = 1050 \text{ kg/cm}^2$.

Wir führen eine Horizontalbewehrung aus von 10 mm Rundeisen im Abstand von 20 cm auf die ganze Höhe der Mauer. Zur Übertragung von senkrechten Kräften führt man durch die Bodenplatte auf die Pfahlböcke eine gleichstarke Längsbewehrung auf die ganze Breite der Platte durch.

Um einen ungefähren Annalt über die Bewehrung der Versteifungsrippen zu bekommen, wollen wir annehmen, daß die Rippe das Moment aufzunehmen hat, welches durch die Horizontalkomponente des Erddruckes auf die Hälfte der Rippenentfernung entsteht. Wir erhalten demnach das beim Anschluß des Rippe an die Bodenplatte auftretende Moment

$$M_b = 3,14 \cdot \frac{3,20}{2} \cdot 1,04 = 5,25 \text{ mt.}$$

Der erforderliche Eisenquerschnitt berechnet sich nun für eine wirksame Höhe $h' = 120 \text{ cm}$ zu

$$F_{e \text{ erf.}} = \frac{6 \cdot 525000}{5 \cdot 120 \cdot 1200} = 4,38 \text{ cm}^2; \text{ gewählt } 3 \varnothing 14 = 4,62 \text{ cm}^2.$$

Die Eisenbewehrung der Ufermauer, sowie die konstruktive Ausbildung der Spundwandbohlen, sind aus Fig. 61d zu ersehen.

Zusammenfassung.

In allen drei Abschnitten werden für die äußeren Kräfte Näherungsannahmen gemacht, die jedenfalls einen genügenden Grad von Sicherheit bieten. Die Spannungsnachweise ergeben in allen Fällen (bis auf S. 527) im Beton eine Druckspannung $\sigma_{b,d}$ von weit unter 40 kg/cm^2 . Die Eisenspannungen bleiben unter 1200 kg/cm^2 .

Der rechnerische Nachweis ist erbracht unter nachfolgenden Voraussetzungen:

Der Beton muß bei einer entsprechenden Kornzusammensetzung ein Mischungsverhältnis von 1 : 6 (evtl. mit 0,25 Teilen Trasszusatz) aufweisen. Bei dieser Mischung wird man nach 4 Wochen mit einer Biegungsdruckfestigkeit von mindestens 160 kg/cm^2 rechnen können. Wenn man bedenkt, daß die besprochenen Bauwerke selten schon nach 4 Wochen in Betrieb genommen werden, wodurch die Sicherheit steigt, so wird man von einer zementreicheren Mischung absehen können, wie sie bei ähnlichen Ausführungen angewendet wurden.

Die Wasserdichtigkeit wird man durch einen Glattstrich oder Putz mit einem wasserabweisenden Anstrich zu erreichen suchen.

Man wird ferner durch Naßmachen der Bauwerke in den ersten Wochen der Herstellung und durch Anordnung von Trennungsfugen bei größeren Längen die Schwindmaße auf ein Mindestmaß zu bringen suchen. Mit Rücksicht auf das Schwinden in den ersten Wochen sollen Putz und Anstrich erst aufgebracht werden, wenn die größten Schwindspannungen nahezu ausgeschaltet sind. Sonst entstehen im Putz Risse, die dann Angriffsstellen werden können.

Die Hinterfüllungen sind darauf zu untersuchen, ob sie chemisch angreifbare Substanzen enthalten, die den Beton angreifen oder zerstören können.

Neben Anstrichen wird man, wie in Beispiel 2, auf der Hinterfüllungsseite in vielen Fällen eine zweckentsprechende Entsickerung durchführen müssen-

Die Pfähle und Spundbohlen sollen erst eingerammt werden, wenn sie genügend erhärtet sind. Eine bestimmte Zeit hierfür anzugeben, empfiehlt sich nicht, da dies von der Jahreszeit und den klimatischen Verhältnissen abhängt. Je länger sie Gelegenheit zum Erhärten haben, desto günstiger ist es.

Die Eiseneinlagen sollen gut vom Beton umhüllt sein und ihre Einbettungstiefe soll nicht zu klein sein.

Der Beton soll plastisch, keinesfalls zu trocken verarbeitet werden, sowohl bei den vorher fertiggestellten Pfählen und Spundbohlen als auch bei den an Ort und Stelle zu errichtenden Bauteilen.

IV. Schleusen.

Bei den Kammerschleusen sind zwei Arten möglich. Der Boden kann von der Fluß- oder Kanalsohle gebildet werden und die Wände werden als Ufermauern ausgeführt. Dieser Fall ist bereits vorher besprochen worden.

Die andere Art besteht darin, daß Sohle und Wände einen zusammenhängenden Kasten bilden. Ein Beispiel dieser Art ist die Schleppzugschleuse bei Meppen im Dortmund-Ems-Kanal, die im Jahre 1906 bis 1907 aus Eisenbeton errichtet wurde.

Die Begründung, die für die Anordnung eines geschlossenen Eisenbetonkastens gegeben wurde, war: Mit Rücksicht auf den vorhandenen feinen Fließsand, der der alten Schleuse verhängnisvoll wurde, sollte der Grundsatz festgehalten werden, daß die Schleuse ein einziges festes und möglichst dichtes, gleichmäßig auf den Untergrund aufstehendes Gefäß bilden sollte, dessen Zweck auch im späteren Betriebe durch Risse nicht gefährdet werden sollte.

Das Bauwerk mit einer Länge von 165 m und einer lichten Weite von 10 m wurde in der Weise hergestellt, daß nach Trockenlegung der Baugrube durch Grundwassersenkung zuerst die Sohle ausgeführt wurde. Diese war 1,60 m stark und wurde als biegungsfeste unter den Seitenwänden eingespannte und mit diesen verankerte Eisenbetonplatte derart entworfen, daß sie den gleichmäßig verteilten Gegendruck des Bodens und des Auftriebes bei leerer Schleusenkammer tragen konnte.

Gegen das Schwinden wurden in die Sohle und in die Wände Längseisen gleichmäßig verteilt.

Die Seitenwände waren aus Stampfbeton mit genügenden Eiseninlagen zur Verankerung der Sohle. Eine Kinkerverblendung, die in jeder 5. Schichte mittels Ankerbügel mit der Betonwand verbunden war, diente zum Teil als Dichtung.

Einen weiteren Fortschritt bedeutet die 12 m weite und 360 m lange Schleppzugschleuse (für 1 Dampfer und 6 Anhänger) bei Dorverden an der unteren Weser. Während die Schleusenhäupter noch in Stampfbeton mit Klinkerverblendung ausgeführt wurden, wurden die 9 m hohen Seitenwände der Kammer aus Eisenbeton hergestellt. Sie bestanden aus Winkelstützmauern mit Dehnungsfugen in Entfernungen von je 30 m und $\frac{1}{2}$ Stein bis 1 Stein starken Klinkerverblendungen.

Bei den Kanälen im Gebiet der Kohlenbergwerke, wo Senkungen oft in beträchtlicher Größe vorkommen, war eine Bewehrung der bis dahin nur aus Beton hergestellten Bauwerke an sich gegeben.

Die statische Untersuchung verlangt bekanntlich einerseits eine vollständig gefüllte Kammer ohne Erddruck, andererseits die Untersuchung der leeren Kammer unter der Wirkung des Erddruckes.

Bei dieser Untersuchung kommt es selbstverständlich darauf an, ob die Sohle beim Anschluß an die starken Betonwände als vollkommen eingespannt angenommen werden kann. Dies hängt von der konstruktiven Ausbildung ab, und von der Art der Ausführung, ob die Sohle für sich allein zuerst oder als ein Teil der Kammer zusammen mit den Wänden ausgeführt wird. In dem letzten Fall kann die Berechnung als oben offener Halbrahmen erfolgen.

Wesentlich anders ist es, wenn die Kammerwände in der sogenannten „aufgelösten“ Form aus Eisenbetonrippen mit dazwischen liegenden Wänden entworfen werden. Dieser allgemeinere Fall soll in nachfolgendem Beispiel durchgearbeitet werden.

1. Untersuchung einer Kammerschleuse.

Im vorliegenden Falle handelt es sich um eine kleinere ausgeführte Kammerschleuse¹⁾ (s. Fig. 62 a und b), deren Länge 92 m beträgt. Die

¹⁾ Entwurf von Dr. Zielinsky, Budapest.

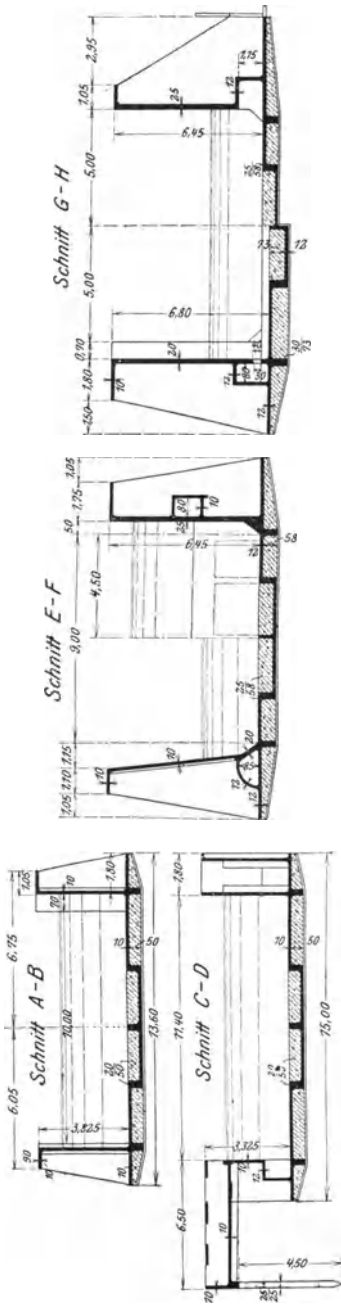


Fig. 62 b. Verschiedene Querschnitte.

Schleusenbreite beträgt in Oberwasser 10 m, in Unterwasser 9 m; die Stauhöhe im Unterwasser ist 5,7 m, im Oberwasser 2,7 m.

Boden und Wände bilden einen kastenförmigen Querschnitt mit Querrippen in Entfernungen von 1,36 m, die beim Boden durch Längsrippen abgesteift werden. Der Boden bildet sonach einen kassettenförmigen Rost.

Diese Art der Ausführung aus Eisenbeton, besonders der Seitenwände als aufgelöste Rippenwand, gewährt den Vorteil des geringen Gewichtes der Konstruktion. Ein anderer Vorteil besteht darin, daß die Stärke der Bodenplatte wegen der Möglichkeit Zugspannungen im Querschnitt durch eingelegte Eisen aufzunehmen, bedeutend verringert werden kann. Die Fundamentplatte wird dadurch auch befähigt, größeren Setzungen ohne allzu großen Schaden zu folgen.

Aus den vorerwähnten Gründen erscheint diese Ausführung reinen Mauerwerks- oder Stampfbetonschleusen besonders dann überlegen, wenn es sich um wenig tragfähigen, nachgiebigen Untergrund handelt. Schließlich ergeben sich für die bauliche Ausführung außer kürzeren Spundwänden ein geringerer Bodenaushub und eine erleichterte Wasserhaltung.

Sollen die erwähnten Vorteile zur Geltung kommen, so ist eine besonders sorgfältige Ausführung erforderlich, die bei der in den meisten Fällen schwierigen Gründung nicht einfach ist.

Was die statische Frage der Theorie des Schleusenkörpers betrifft, so sei auf die Abhandlung von Brennecke im Handbuch der Ing.-Wissenschaft, III. Teil, 8. Bd., verwiesen.

Die Ermittlung der in den charakteristischen Querschnitten wirkenden Kräfte geschah zeichnerisch. Es sind dieselben in Fig. 62 c bis f für ungünstige Belastungsannahmen bei den maßgebenden Grenzfällen mit Hilfe der Drucklinie (Stützzlinie) ermittelt und zwar:

für die leere Schleuse:

- a) 1. und Grundwasserspiegel in Höhe der unteren Haltung in Fig. 62 c;
2. ohne Grundwasser in Fig. 62 d;
- b) für die bis oben gefüllte Schleuse:
 1. Grundwasserspiegel in Höhe des Wasserspiegels in Fig. 62 e;
 2. in Höhe der unteren Haltung in Fig. 62 f.

Als Berechnungsgrundlagen wurden angenommen:

Gewicht der trockenen Erde $\gamma_1 = 1,7$ t/cbm und deren Böschungswinkel $\varphi_1 = 30^\circ$.

Gewicht der nassen Erde (um den Auftrieb vermindert) $\gamma_2 = 1,0$ t/cbm und $\varphi_2 = 25^\circ$.

Reibungswinkel zwischen Erde und Beton gleich Null.

Raumgewicht des Eisenbetons $\gamma_3 = 2,4$ t/cbm,

„ „ Füllbetons $\gamma_4 = 2,2$ „

Die Resultierenden in den maßgebenden Schnitten beziehen sich alle auf einen 1,36 m breiten Schleusenstreifen, weil die Querrippen 1,36 m voneinander entfernt sind. Es möge hier der Fall in Fig. 62 c, näher erläutert werden, wobei für die Bodenverhältnisse wie bei allen Fällen, die in der Berechnung ersichtliche Annahme einer trapezförmigen Verteilung des Bodendrucks gemacht wurden.

Gewichte:

Wandplatte:

$$G_1 = 0,10 \cdot 1,95 \cdot 1,36 \cdot 2,4 = 0,635 \text{ t}$$

$$G_4 = 0,10 \cdot 2,00 \cdot 1,36 \cdot 2,4 = 0,65 \text{ „}$$

$$G_7 = 0,10 \cdot 2,50 \cdot 1,36 \cdot 2,4 = 0,815 \text{ „}$$

$$\underline{\underline{\Sigma = 2,100 \text{ t}}}$$

Wandrippe:

$$G_2 = \frac{1,0 + 1,5}{2} \cdot 1,95 \cdot 0,15 \cdot 2,4 = 0,89 \text{ t}$$

$$G_5 = \frac{1,5 + 2,04}{2} \cdot 2,0 \cdot 0,15 \cdot 2,4 = 1,28 \text{ „}$$

$$G_8 = \frac{2,04 + 2,70}{2} \cdot 2,5 \cdot 0,15 \cdot 2,4 = 3,13 \text{ „}$$

$$\underline{\underline{\Sigma = 4,30 \text{ t}}}$$

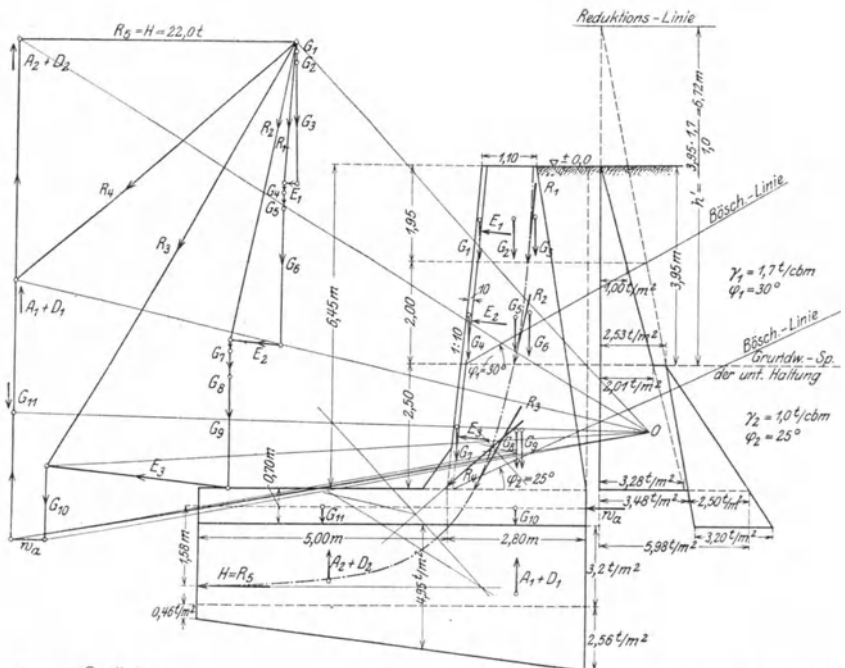


Fig. 62 c. Leere Schleuse, Grundwasser in Höhe der unteren Haltung.

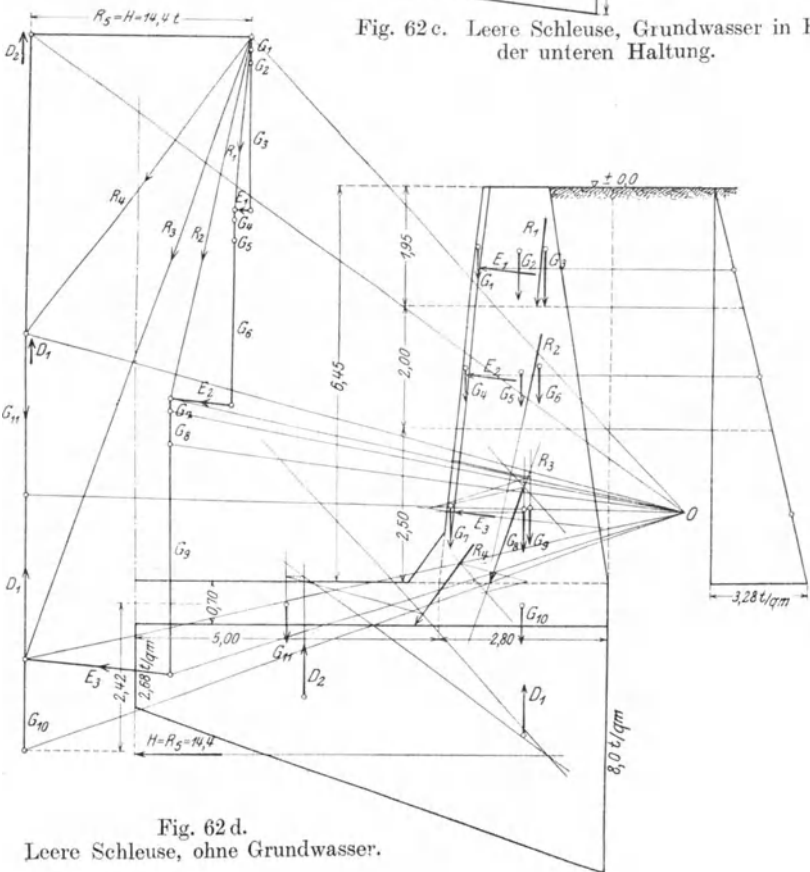


Fig. 62 d. Leere Schleuse, ohne Grundwasser.

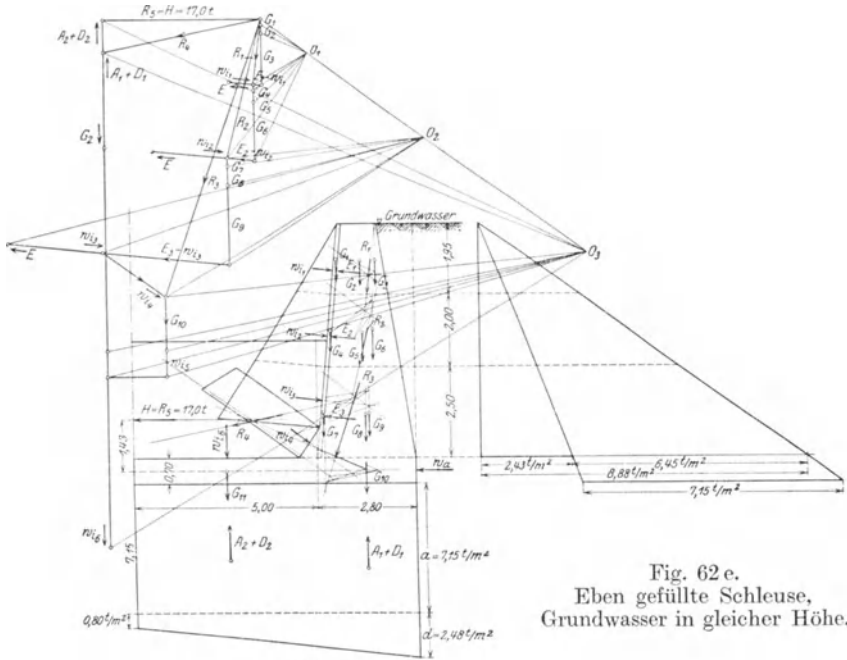


Fig. 62 e.
Eben gefüllte Schleuse,
Grundwasser in gleicher Höhe.

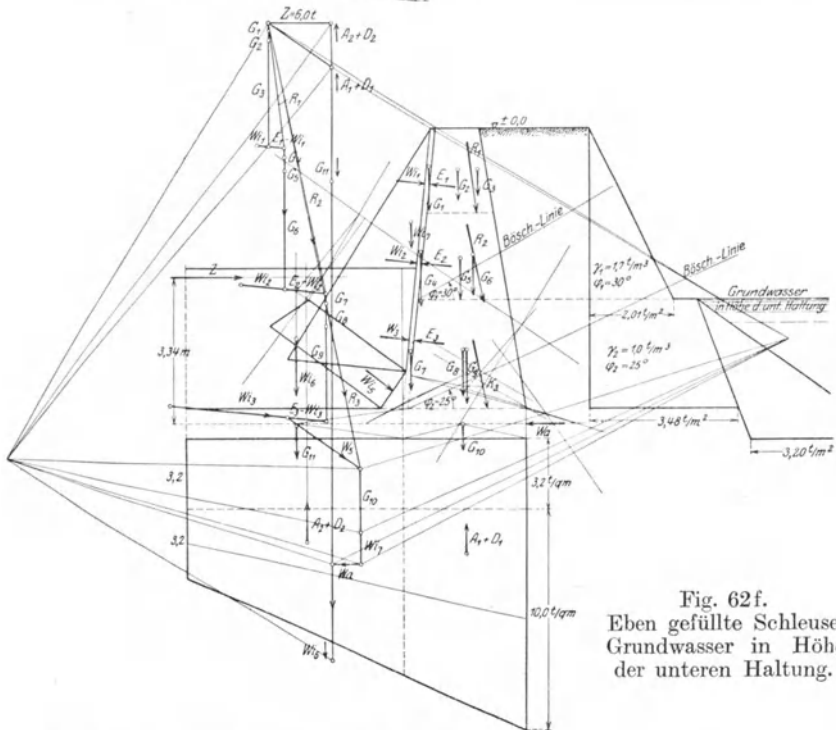


Fig. 62 f.
Eben gefüllte Schleuse,
Grundwasser in Höhe
der unteren Haltung.

Erdauflast:

$$G_3 = \frac{2,05 + 2,25}{2} \cdot 1,95 \cdot 1,36 \cdot 1,7 = 9,70 \text{ t}$$

$$G_6 = \frac{2,25 + 2,45}{3} \cdot 2,0 \cdot 1,36 \cdot 1,7 = 10,90 \text{ t}$$

$$G_9 = \frac{2,45 + 2,70}{2} \cdot 2,5 \cdot 1,36 \cdot 1,0 = 8,75 \text{ t}$$

$$\underline{\sum = 29,35 \text{ t}}$$

Bodenplatte:

$$G_{10} = 5,85 \text{ t},$$

$$G_{11} = 10,40 \text{ t}$$

Erd- und Wasserdruck:

$$E_1 = \frac{1,00}{2} \cdot 1,95 \cdot 1,36 = 1,33 \text{ t}$$

$$E_2 = \frac{1,00 + 2,01}{2} \cdot 2,0 \cdot 1,35 = 4,10 \text{ t}$$

$$E_3 = \frac{2,53 + 5,98}{2} \cdot 2,5 \cdot \frac{1,36}{\sum = 19,93 \text{ t}} = 14,50 \text{ t}$$

$$W_a = \frac{2,5 + 3,2}{2} \cdot 0,70 \cdot 1,36 = 2,71 \text{ t}$$

Auftrieb:

$$A = 3,20 \cdot 1,36 \cdot 7,80 = 34,0 \text{ t}.$$

Aus der Bedingung „Summe aller Vertikalkräfte gleich Null“ erhalten wir nun den gesamten Bodendruck:

$$D = \sum G - \sum E \sin \alpha - A;$$

in unserem Falle

$$D = 52,00 - 19,93 \cdot 0,09874 - 34,0 = 16,03 \text{ t}.$$

Würden wir eine gleichmäßige Verteilung des Bodendruckes annehmen, so ergibt sich:

$$\sigma = \frac{16,03}{1,36 \cdot 7,8} = 1,51 \text{ t/qm}.$$

Wir setzen, was der Wirklichkeit wohl näherkommt, eine trapezförmige Verteilung des Bodendruckes voraus, wie dies in Fig. 62 c zu sehen ist. Unter dieser Voraussetzung ergibt sich:

$$A_1 + D_1 = \frac{6,8 + 7,83}{2} \cdot 2,8 = 20,53 \text{ t},$$

$$A_2 + D_2 = \frac{6,8 + 4,98}{2} \cdot 5,0 = 29,50 \text{ t}.$$

Mit diesen Kräften wurde die Stützlinie gezeichnet.

In der Mitte der Bodenplatte ergab sich so z. B. eine Horizontalkraft $H = 22,0$ t im Abstand 1,58 m von der Mittellinie der 70 cm starken Bodenrippe. Die Querschnittskräfte sind demnach an dieser Stelle:

$$M_m = 22,0 \cdot 1,58 = 34,8 \text{ m}; \quad N = H = 22,0 \text{ t.}$$

Die Biegemomente in den Wand- und Bodenplatten ergeben sich aus den jeweiligen Einheitsbelastungen q t/qm bei teilweiser Einspannung mit $M = \frac{q l^2}{14}$.

Für die vier vorerwähnten Fälle werden nachfolgend die Querschnittskräfte für die Bodenrippe in Balkenmitte, für die Wandrippe beim Anschluß an die Fundamentplatte, für die Wand, sowie für die Bodenplatte beim Anschluß an die Wand zusammengestellt.

Nachfolgende Zusammenstellung der Biegemomente und Achsialkräfte gibt uns die Möglichkeit zur Bemessung der Kammerwände und -sohle.

Für die leere Schleuse:

Mitte Bodenrippe:

Grundwasser in Höhe der unteren Haltung (Fig. 62 c):

$$N = H = 22,0 \text{ t}; \quad e = 1,58 \text{ m};$$

$$M_m = 22,0 \cdot 1,58 = 34,8 \text{ m t};$$

kein Grundwasser (Fig. 62 d):

$$N = H = 14,4 \text{ t}; \quad e = 2,42 \text{ m};$$

$$M_m = 14,4 \cdot 2,42 = 34,85 \text{ m t.}$$

Unterster Querschnitt der Wandrippe:

Grundwasser in Höhe der unteren Haltung (Fig. 62 c):

$$N = 33,7 \text{ t}; \quad e = + 0,85 \text{ m};$$

$$M_R = 33,7 \cdot 0,85 = 28,6 \text{ m t};$$

kein Grundwasser (Fig. 62 d):

$$N = 40,40 \text{ t}; \quad e = + 0,57 \text{ m};$$

$$M_R = 40,4 \cdot 0,57 = 23,0 \text{ m t.}$$

Wandplatte:

Grundwasser in Höhe der unteren Haltung (Fig. 62 c):

$$q = 4,8 \text{ t/m}^2;$$

$$M_w = \frac{4,8 \cdot 1,36^2}{14} = 0,632 \text{ mt}$$

kein Grundwasser (Fig. 62 d):

$$q = 2,85 \text{ t/m}^2;$$

$$M_w = \frac{2,85 \cdot 1,36^2}{14} = 0,376 \text{ mt.}$$

Bodenplatte:

Grundwasser in Höhe der unteren Haltung (Fig. 62 e):

$$q = 4,95 \text{ t/m}^2;$$

$$M_B = \frac{4,95 \cdot 1,36^2}{14} = 0,652 \text{ mt};$$

kein Grundwasser (Fig. 62 d):

$$q = 5,75 \text{ t/m}^2;$$

$$M^B = \frac{5,75 \cdot 1,36^2}{14} = 0,760 \text{ mt.}$$

Eben gefüllte Schleuse:

Mitte Bodenrippe:

Grundwasser in gleicher Höhe (Fig. 62 e):

$$N = 17,0 \text{ t}; \quad e = 1,43 \text{ m};$$

$$M_m = 17,0 \cdot 1,43 = 24,3 \text{ mt.}$$

Grundwasser in Höhe der unteren Haltung (Fig. 62 f):

$$Z = 6,0 \text{ t}; \quad e = 3,34 \text{ m};$$

$$M_m = 6,0 \cdot 3,34 = 20,0 \text{ mt.}$$

Unterster Querschnitt der Wandrippe:

Grundwasser in gleicher Höhe (Fig. 62 e):

$$N = 30,5 \text{ t}; \quad e = + 0,90 \text{ m};$$

$$M_R = 30,5 \cdot 0,90 = 27,4 \text{ mt.}$$

Grundwasser in Höhe der unteren Haltung (Fig. 62 f):

$$N = 40,8 \text{ t}; \quad e = - 0,55 \text{ m};$$

$$M_R = 40,8 \cdot 0,55 = 22,4 \text{ mt.}$$

Bodenplatte:

Grundwasser in gleicher Höhe (Fig. 62 e):

$$q = (8,95 - 6,45) = 2,50 \text{ t/m}^2;$$

$$M_B = \frac{2,5 \cdot 1,36^2}{14} = 0,33 \text{ mt.}$$

Grundwasser in Höhe der unteren Haltung (Fig. 62 f):

$$q = (10,3 - 6,45) = 3,85 \text{ t/m}^2;$$

$$M_B = \frac{3,85 \cdot 1,36^2}{14} = 0,510 \text{ mt.}$$

Wandplatte:

Grundwasser in gleicher Höhe (Fig. 62 e):

$$q = 2,14 \text{ t/m}^2;$$

$$M_w = \frac{2,14 \cdot 1,36^2}{14} = 0,283 \text{ mt.}$$

Grundwasser in Höhe der unteren Haltung (Fig. 62 f):

$$q = 3,15 \text{ t/qm}$$

$$M_w = \frac{3,15 \cdot 1,36^2}{14} = 0,415 \text{ mt.}$$

Zeichnerische Ermittlung der Spannungen.

Der Spannungsnachweis bei den am stärksten beanspruchten Querschnitten wurde folgendermaßen durchgeführt:

Für Wand- und Bodenplatte ergibt sich:

Wand:

$$M_{w \max} = 0,632 \text{ mt};$$

Querschnitt: 100/10; $h' = 8,5 \text{ cm}$; $F_e = 10 \varnothing 10 = 7,85 \text{ cm}^2$.

$$x = \frac{10 \cdot 7,85}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 8,5}{10 \cdot 7,85}} \right) = 2,96 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_{dd} = \frac{2 \cdot 63200}{2,96 \cdot 100 \left(8,5 - \frac{2,96}{3} \right)} = 57 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{63200}{7,85 \cdot \left(8,5 - \frac{2,96}{3} \right)} = 1090 \text{ kg/cm}^2;$$

Boden:

$$M_{B \max} = 0,760 \text{ mt};$$

Querschnitt: 100/12; $h' = 10,5 \text{ cm}$; $F_e = 10 \varnothing 10 = 7,85 \text{ cm}^2$;

$$x = \frac{10 \cdot 7,85}{100} \left(-1 + 1 + \frac{200 \cdot 10,5}{10 \cdot 7,85} \right) = 3,34;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{2 \cdot 76000}{3,34 \cdot 100 \left(10,5 - \frac{3,34}{3} \right)} = 48,5 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{76000}{7,85 \cdot \left(10,5 - \frac{3,34}{3} \right)} = 1030 \text{ kg/cm}^2.$$

Für $N_1 = 22,0 \text{ t}$; $e_1 = 158 \text{ cm}$;
 $Fl \cdot ABC = \frac{1}{2} \cdot 65 \cdot 26 = 845 \text{ cm}^2$;
 $Fl \cdot NB'G_1 = \frac{1}{2} \cdot 145,5 \cdot 11,65 = 845 \text{ cm}^2$;
 $H = 1000 \text{ cm}^2$; $\eta_1 = 11,65 \text{ cm}$; $v'_1 = 27,5 \text{ cm}$; $v''_1 = 37,5 \text{ cm}$:

$$\sigma = \frac{v N}{H \eta};$$

$$\sigma_{bd} = \frac{v_1 N}{H \eta} = \frac{27,5 \cdot 22000}{1000 \cdot 11,65} = 52,0 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = n \frac{v_2 N}{H \eta} = 15 \cdot \frac{37,5 \cdot 22000}{1000 \cdot 11,65} = 1060 \text{ kg/cm}^2.$$

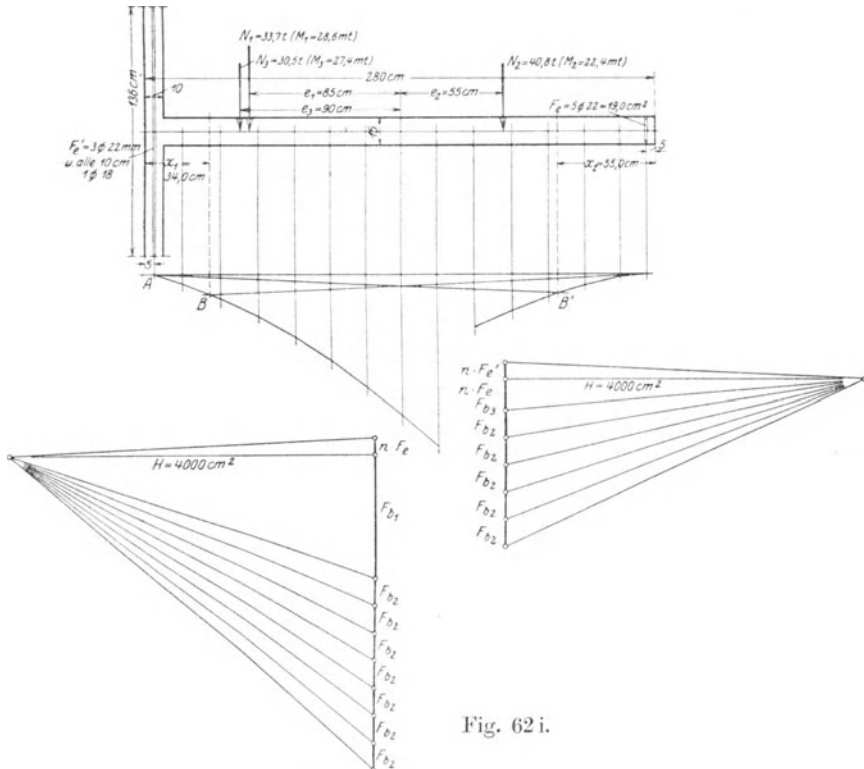


Fig. 62 i.

Für $N_2 = 14,4 \text{ t}$; $e_2 = 242 \text{ cm}$;
 $Fl \cdot ABC = \frac{1}{2} \cdot 65 \cdot 26 = 845 \text{ cm}^2$;
 $Fl \cdot NB'G_2 = \frac{1}{2} \cdot 229,5 \cdot 7,36 = 845 \text{ cm}^2$;
 $\eta_2 = 7,36 \text{ cm}$; $v'_3 = 25,5 \text{ cm}$; $v''_3 = 39,5 \text{ cm}$;
 $\sigma_{bd} = \frac{25,5 \cdot 14400}{100 \cdot 7,36} = 50,0 \text{ kg/cm}^2$;
 $\sigma_e = 15 \cdot \frac{39,5 \cdot 14400}{1000 \cdot 7,36} = 1160 \text{ kg/cm}^2.$

Die Untersuchung des Querschnittes nach Fig. 62i ergibt:

$$nF_e = 10 \cdot 19,0 = 190 \text{ cm}^2; \quad nF_e' = 10 \cdot (6,8 + 11,4) = 182 \text{ cm}^2;$$

$$F_{b1} = 136 \cdot 10 = 1360 \text{ cm}^2; \quad F_{b2} = 15 \cdot 20 = 300 \text{ cm}^2; \quad F_{b3} = 15 \cdot 10 = 150 \text{ cm}^2.$$

$$J_1 = 2 H \cdot Fl(ABC) = \frac{1}{2} \cdot 275 \cdot 11,0 \cdot 4000 = 6\,050\,000 \text{ cm}^4.$$

Infolge des Momentes: $M_1 = 28,6$ mt wird:

$$\sigma_{bd1} = \frac{2\,860\,000 \cdot 34,0}{6\,050\,000} = 15,6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{2\,860\,000 \cdot (275 - 34,0)}{6\,050\,000} = 1140 \text{ kg/cm}^2.$$

Infolge der Normalkraft: $N_1 = 33,7$ t:

$$F = 280 \cdot 15 + (136 - 15) \cdot 10 + 10(19,0 + 18,2) = 5782 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{bd} = \frac{33\,700}{5782} = 5,84 \text{ kg/cm}^2.$$

Die endgültigen Spannungen werden:

$$\sigma_{bd} = 15,6 + 5,84 = 21,44 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10 \cdot (114 - 5,84) = 1082 \text{ kg/cm}^2;$$

$$J_2 = 2 H \cdot Fl(AB'C) = \frac{1}{2} \cdot 275 \cdot 10,0 \cdot 4000 = 5\,500\,000 \text{ cm}^4.$$

Infolge des Momentes: $M_2 = 22,4$ mt werden:

$$\sigma_{bd} = \frac{2\,240\,000 \cdot 55,0}{5\,500\,000} = 22,4 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{2\,240\,000 \cdot (275 - 55,0)}{5\,500\,000} = 900.$$

Infolge der Normalkraft: $N_2 = 40,8$ t wird:

$$\sigma_{bd} = \frac{40\,800}{5782} = 7,06 \text{ kg/cm}^2.$$

Die endgültigen Spannungen sind dann:

$$\sigma_{bd} = 22,4 + 7,06 = 29,46 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 10(90 - 7,06) = 830 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Abmessungen und die Eiseneinlagen sind in Fig. 62k eingetragen.

Es wird auffallen, daß bei der Berechnung der Wandplatte die Betondruckspannung σ_{bd} ziemlich hoch ist; sie beträgt 57 kg/cm^2 . Mit Rücksicht darauf, daß der der Berechnung zugrunde gelegte Fall ein besonders ungünstiger ist und in der Regel die Verhältnisse günstiger liegen, könnte σ_{bd} unbedenklich bleiben. Eine Verstärkung auf 12 cm würde die Spannungen herabsetzen.

Die übrigen Querschnittsbemessungen ergeben Spannungen, die weit unter den zulässigen Grenzen bleiben oder die zulässigen Spannungen gerade erreichen.

Fig. 63 a. Lageplan und Daraufricht der Mindener Schachtschleuse.

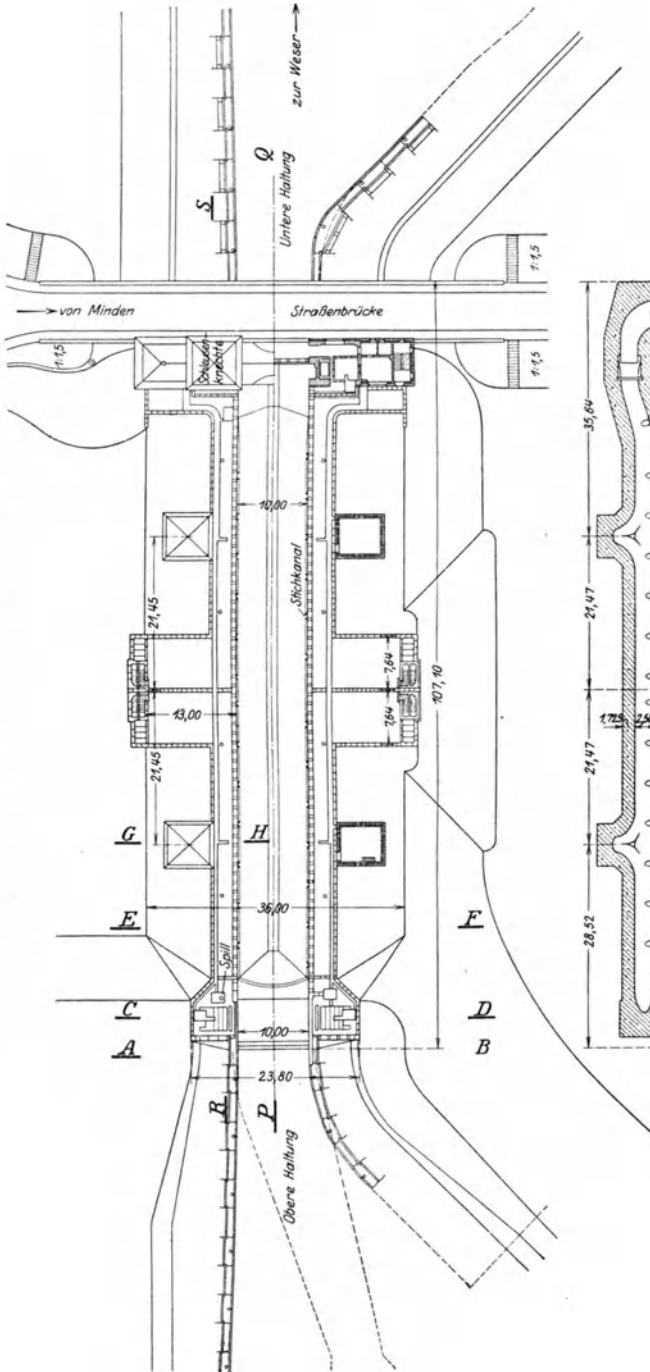
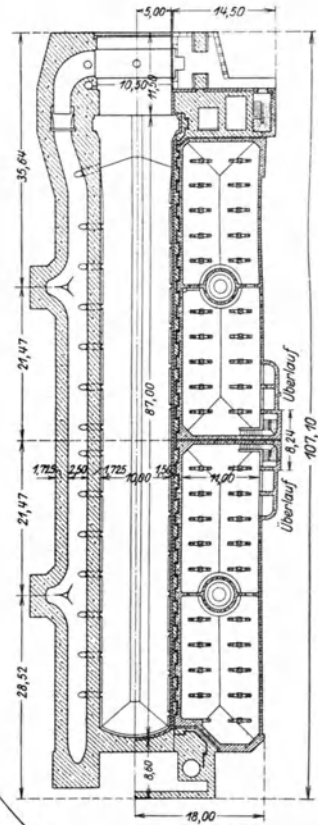


Fig. 63 b. Wagerechter Schnitt durch die Aufbauten und Sparkammern (N · N + 34,00, N · N + 42,45).



2. Beispiel einer Spar- oder Schachtschleuse.

Der Abstieg vom Ems-Weserkanal nach der Weser wird durch die Sparschleuse bei Minden¹⁾ vermittelt. Ihre Länge beträgt 85 m, ihre Breite 10 m bei 3,0 m kleinster Drempeltiefe; die Kammer selbst ist 18,8 m tief. Das Gefälle ist bei niedrigen Wasserständen der Weser (Fig. 63 a und b) 14 m.

Die vier Sparbecken mit je zwei Abteilungen konnten nicht, wie in Herichenburg, seitlich ins Gelände gebaut werden, sondern schließen sich an die Kammerwände an, mit denen sie zusammen ein speicherartiges Bauwerk bilden. Die Kammerwände sind infolge der Querversteifung durch die Quерwände wesentlich schwächer ausgeführt. Die Sparbecken sind vierstufig und dienen zur Aufspeicherung von rd. 9500 m³ Wasser oder 72% der Füllung.

Auf einer im Mittel 1,2 m starken Eisenbetonsohle liegen seitlich die Umlaufkanäle mit den in die Kammer führenden Stichkanälen (siehe Fig. 63 b).

Auf der Sohle und dem daneben anstehenden wasserarmen Schiefer-ton liegen die aus Eisenbeton hergestellten gegliederten Speicher-gebäude (siehe Fig. 63 d und f).

Vor dem Unterhaupte liegt die in Fig. 63 e ersichtliche flachgewölbte Eisenbetonbogenbrücke mit drei Öffnungen, auf der man auch den für die Bedienung des hohen Hubtores notwendigen Aufbau sieht. Hier ist die Sohle 3,3 m stark mit Rücksicht auf den einseitigen Überdruck.

Über den vier Schächten befinden sich auf der Plattform der Schleuse Maschinenhäuschen (für die Schützen der Sparbecken).

Die anderen Einzelheiten des Baues sind in Fig. 63 a—g dargestellt. Hierzu ist noch zu bemerken, daß die Torpfeiler auf der gemeinschaftlichen Eisenbetonsohle aufstehen, und daß sie oben durch einen 3,5 m breiten und 6,6 m hohen Abschlußbalken aus Eisenbeton verbunden sind.

Eine eingehende Darstellung dieses sehr interessanten Wasserbauwerkes enthält die Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1921; sie ist von Loebell verfaßt.

Hier sollen mit Hilfe dieses Beispieles die allgemeinen Grundzüge für den Entwurf ähnlicher Eisenbetonbauwerke besprochen werden unter besonderer Berücksichtigung der konstruktiven und Ausführungsmaßnahmen für die Rißsicherheit und Wasserdichtigkeit. Zur Ver-ringerung der Schwindspannungen und damit zusammenhängenden Schwindrisse wurden drei Trennungsfugen angeordnet, die das Bauwerk in vier Teile zerlegen.

¹⁾ Der Entwurf stammt von Oberbauat Loebell, dem der Verfasser den größten Teil der Unterlagen und Einzelheiten verdankt. Die Ausführung stammt von der A.-G. für Beton- und Monierbau in Berlin.

Je eine Fuge scheidet das Oberhaupt und Unterhaupt von der Schleusenammer, die dritte Fuge ist in der Mitte der Kammer (siehe Fig. 63c und d).

Die Entfernung der Trennungsfugen ist etwas zu groß. Wenn man aber bedenkt, daß jede Fuge eine schwache Stelle für die Herstellung eines wasserdichten Kastens bildet, so wird man verstehen, warum nicht mehr Fugen vorhanden sind. Das Hineinrücken der beiden äußeren Fugen empfiehlt sich nicht, weil sie in ihrer Lage auch dazu dienen, verschieden hochbelastete Bauteile voneinander zu trennen.

Diese Fugen, die gleichzeitig Temperaturfugen sein sollten, wurden ursprünglich nur bis zur Mittelwasserhöhe heruntergeführt. Bei einer späteren Trockenlegung wurden diese Fugen durch die Sohle hindurch verlängert, wie dies eigentlich von Anfang an hätte geschehen müssen. Eine dreifache Pappdichtung mit Anstrich sollte das Durchtreten von Wasser durch die Risse verhindern.

Bei der Herstellung der sehr biegungsfesten Eisenbetonsole, die zur Aufnahme des Auftriebes in voller Höhe geeignet sein soll, mußte der Beton rasch aufgebracht werden, da der sonst weniger Wasser führende Schieferboden an der Luft rasch zerfiel.

Wesentlich für die Sicherheit des ganzen Bauwerkes war der Entwurf und die Dichtung bei den speichenartig ausgebauten Kammerwänden.

Bei der statischen Berechnung ist zu beachten, daß die Belastungsannahmen vielseitig und nicht so übersichtlich sind, wie bei Hoch- oder Brückenbauten. Die schwierige Erfassung der äußeren Kräfte macht sich in diesem Fall noch mehr geltend als bei anderen Wasserbauwerken.

Man wird daher im allgemeinen mit einer viel größeren Sicherheit rechnen müssen, dies um so mehr, als jede nachträgliche Verstärkung oder Ausbesserung einzelner Bauteile sehr schwierig ist und den Betrieb auf der ganzen Wasserstraße stört.

Bei der Berechnung der Sparbecken mußte darauf Rücksicht genommen werden, daß bei der Bedienung der Ventile Fehler entstehen können, so daß Belastung von oben und unten entstehen kann.

Entsprechend dem von oben nach unten zunehmenden Wasserdruck nimmt die Stärke der Umfassungswände von oben nach unten zu.

Die statische Berechnung erfolgte im allgemeinen nach folgenden Gesichtspunkten:

Die Binderentfernung wurde so klein angenommen, als es einerseits die Ausbildung der Überläufe und Ventilschächte gestattete, und daß andererseits noch eine wirtschaftliche Ausbildung der Decken ohne Längsplattenbalken möglich war.

Die tragenden Eiseneinlagen der Decken wurden in die Längsrichtung

der Schleuse gelegt zur Verminderung von Rissebildungen in der Quer-
richtung.

Die Binder wurden als starre Fachwerke ausgeführt und berechnet.

Die Berechnung der Sohle gegen Auftrieb erfolgte bei Mittelwasser $N \cdot N + 37,00$ und ausgepumpter Schleuse unter der Annahme vollkommener Einspannung.

Für $h = 120$ cm; F_e oben = $4 \varnothing 25$ ($19,63$ cm²); F_e unten = $2 \varnothing 25$ ($9,87$ cm²) und $h' = 115$ cm wird $x = 22,3$ cm.

Der Auftrieb ist $(37,00 - 31,3) 1000 = 5700$ kg/m²,
vermindert um das Eigengewicht der Sohle $1,2 \cdot 2400 = 2880$ „
ergibt den wirksamen Auftrieb $\underline{\quad\quad\quad} = 2820$ kg/m².

Das Biegemoment in Sohlenmitte wird für eine Spannweite von 10,50 (Lichtweite 10,00) bei vollkommener Einspannung:

$$M_m = \frac{2820 \cdot 10^5}{24} 100 = 1\,295\,000 \text{ cmkg},$$

daraus $\sigma_{bd} = 10$ kg/cm²; $\sigma_e = 610$ kg/cm²; $\sigma'_e = 114$ kg/cm².

An der Einspannstelle ist das Moment doppelt:

$$M_e = -25\,900\,000 \text{ cmkg},$$

$x = 24,1$ cm; $\sigma_{bd} = 18$ kg/cm²; $\sigma_e = 990$ kg/cm²; $\sigma'_e = 208$ kg/cm².

Bei Berücksichtigung des Betonzugquerschnittes wird

$$\sigma_{bz} = 9,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die größte Querkraft ist $Q = \frac{2820 \cdot 10,5}{2} = 14\,800$ kg, daraus $\tau = 1,40$ kg/cm².

Wir ersehen aus dieser Berechnung, daß die Sohlenabmessungen für diesen Fall sehr reichlich sind. Die Untersuchung verschiedener anderer Teile der Sohle, die im einzelnen nicht durchgeführt werden soll, ergibt Abmessungen, die in Fig. 64a dargestellt sind. Hier sind im besonderen die Einzelheiten der Eiseneinlagen dargestellt, die an der Einspannstelle zum Teil schräg hochgezogen sind, wenn auch die Schubspannungen im größten Teil der Sohle sehr klein bleiben.

Die Mauer über dem Unterhaupt wird als Träger über dem Unterwasserkanal berechnet, so daß sie einerseits die vertikalen Eigengewichts- und Nutzbelastungen, andererseits den horizontalen Wasserdruck bei gefüllter Schleuse aufzunehmen vermag. Die Mauer wird in Höhen von 1,0 m untersucht (Fig. 63c). Die Berechnung erfolgt mit Rücksicht auf die Verdrehungsbeanspruchungen an den Anschlußstellen nur unter der Annahme teilweiser Einspannung $\left(M = \frac{q l^2}{10}\right)$. Die Schiffsstöße (bei 600 t Schiffen) werden durch eine Einzellast von 30 t in der Mitte berücksichtigt.

Die Berechnung der speicherartigen Kammerwände ist in folgender Weise durchgeführt worden:

Zuerst werden die Decken der Sparbecken für die Belastung durch Eigengewicht und Wasserauflast berechnet. Bei weiterer Berücksichtigung der durch den Wasserdruck von unten nach oben hervorgerufenen Kräfte ergibt sich für die Decke eine doppelte Bewehrung (unten und oben). Die obere Bewehrung wird nur halb so groß als die untere, da dem Wasserdruck von unten die Deckenbelastung entgegenwirkt. Die Spannweite der Decken ist 3,52 m, gleich der Binderentfernung. Die Biegemomente werden mit $\frac{q l^2}{12}$ bis $\frac{q l^2}{10}$ angenommen und die Spannungen unter Mitwirkung der Zugspannungen im Beton ermittelt. Die Einbettungstiefe soll mit 2 cm bemessen werden. Die Berechnung ergibt Deckenstärken von 21–25 cm mit F_e (unten) 14,5 cm² bis 21,26 cm² auf 100 cm Breite. Der Querschnitt der oberen Eiseneinlagen F'_e beträgt der Annahme entsprechend die Hälfte von F_e .

Die Berechnung der Binder nach der Elastizitätslehre ist sehr umständlich wegen der großen Zahl der statisch unbekanntenen Größen. Die vereinfachende Annahme als starre Fachwerke genügt um so mehr, als eine volle Ausnutzung des Materials wegen der Unsicherheit in der Annahme der äußeren Kräfte nicht angebracht erscheint. Von einer Berücksichtigung des passiven Erddruckes wurde abgesehen, weil dieser nicht wirken kann, solange nicht eine Bewegung der Rückwand eintritt.

Wenn man annimmt, daß die Diagonalen allein die volle Querkraft bei voller Schleusenammer und leeren Sparbecken aufnehmen sollen, so erhält man bei einem Winkel α gegen die Vertikale:

$$D \sin \alpha = \sum_1^n Q,$$

bei vier Diagonalen (siehe Fig. 64 b) wird dann

$$D = \frac{\sum_1^n Q}{4 \sin \alpha}.$$

Die Pfosten sollen nur vertikale Lasten, die beiden Gurte des Fachwerks sollen Biegung mit Druck oder Zug aufnehmen.

Die Berechnung der Binder bietet bei diesen Näherungsannahmen keine Schwierigkeiten. Die daraus sich ergebenden Abmessungen sind mit allen Einzelheiten in Fig. 64 b enthalten.

Die Wand zwischen Sparbecken und der Schleusenammer ist so zu bemessen, daß sie den Wasserdruck bei gefüllter Schleuse aufnehmen vermag. Mit Rücksicht darauf, daß durch Unaufmerksamkeit im Betriebe die Sparbecken auch bei leerer Schleuse gefüllt sein können, wird die Wand beiderseitig bewehrt, damit sie auch den Wasserdruck von der Seite der Sparbecken aufnehmen vermag.

Die Mauer zwischen den Sparbecken und der Umschüttung wird mit Berücksichtigung sowohl des Erddruckes als auch bei vollem Überdruck aus den Sparbecken bemessen.

Endlich werden die Trennungsmauern zwischen den Sparbecken für eine Belastung durch einseitigen Wasserdruck berechnet.

Wir sehen aus den vorstehenden Erläuterungen, daß die statische Berechnung, ebenso wie im ersten Beispiel, eine Näherungsberechnung ist und vollkommen zurücktritt gegenüber den konstruktiven Maßnahmen für die Einschränkung oder Verhinderung der möglichen Rißbildungen. Dementsprechend sind insbesondere an den Übergängen zwischen den einzelnen Stäben und Wänden reichlich Eiseneinlagen in Form von Abbiegungen oder Bügeln vorhanden.

Die Hauptaufmerksamkeit ist unter allen Umständen der Wasserdichtigkeit der einzelnen Bauteile und deren Anschlußstellen zuzuwenden. Bei der Mindener Schachtschleuse ist dies in folgender Weise geschehen:

Der Beton des Kammerbodens besteht aus einer Mischung 1:9, im stärkstbeanspruchten Teil aus einer Mischung 1:6. Auf einer 20 cm starken Ausgleichschicht ist ein wasserdichter Putz aufgebracht, auf dem eine dreifache Papplage ruht, die von einer 10 cm starken Betonschutzschicht verdeckt ist.

Für die Stärke der Eisenbetonwände wird empfohlen, sie nicht stärker zu machen, als es die statische Berechnung verlangt. Zur Aufnahme der Schiffsstöße wird vielfach eine Verstärkung der Wand empfohlen. Zweckmäßiger ist jedoch zur Aufnahme der Stöße eine besondere Schutzwand, die schwalbenschwanzförmig angebaut ist. Es kommt weniger auf die Masse der Wand an, als auf eine gute Betonmischung und sorgfältige Ausführung. Die Eisenbetonwände sollen so entworfen werden, daß die Wasserdruckkraft in jedem Querschnitt dem Erdboden zugeleitet wird. Querrisse in den Decken sollen unter allen Umständen vermieden werden, weshalb die Übertragung der Wasserdruckkräfte nicht durch diese erfolgen soll.

Die Umfassungswände der Kammer sind mit einer Klinkerverblendung versehen, die schwalbenschwanzförmig mit den Wänden der Sparbecken verbunden sind.

Decken, Balken, Stützen und Wände in den Sparkammern haben einen sog. Zementbügelputz von 2,5 cm Stärke ohne besonderen Zusatz, der zur Erzielung der Wasserdichtigkeit dienen soll. Die Außenflächen der Kammerwände haben einen doppelten Goudronanstrich erhalten. Die Rückenflächen der Kammerwände sind ebenso wie die unter dem Grundwasserspiegel liegende Sohle durch drei Lagen elastischer Pappe gegen das Eindringen von Wasser gesichert.

In den Schützenschächten ist die Dichtung gegen mechanische Be-

schädigungen und gegen Auslaugen des Bitumens durch Beton geschützt.

Der wasserdichte Abschluß an die aus Stahlguß und Gußeisen gefertigten Anschläge der Tore und Schützen wurde durch aufgeschraubte Klemmleisten bewirkt.

Zur Verhinderung des Gefrierens des Putzes soll dieser zugedeckt werden. Diesem Zwecke dienen die Umschüttung und die Abdeckung der Sparkammern mit Erde, die mindestens in einer Stärke von 1 m empfohlen werden. Dem gleichen Zwecke dienen auch Verblendungen und das Abdecken der Lüftungsschächte.

Eine Abdichtung einfacherer Art ist in Fig. 64 e schematisch dargestellt, die auch als Isolierung von Kellersohlen und Kellermauerwerk von Hochbauten gegen Grundwasser angewendet werden kann. Auf einer 10–15 cm starken Unterlags- bzw. Hinterlagsschicht kommt die aus Asphaltpappe, Asphaltbleiplatten oder Goudronanstrichen bestehende Isolierschicht in einer oder mehreren Lagen. Sodann wird erst das eigentliche Mauerwerk oder die biegungsfeste Eisenbetonplatte aufgeführt.

Die Erfahrungen, die mit diesen Dichtungsarten gemacht werden, sind zum größten Teil recht gute. Es wird sich nur fragen, ob bei ähnlichen Bauwerken in Zukunft nicht auf die kostspielige Verblendung verzichtet und die Zahl der Trennungsfugen nicht vergrößert werden soll.

3. Beispiel eines Brückenkanals.

In unmittelbarer Nähe dieser Schleuse liegt der Brückenkanal, der den Ems–Weserkanal über die Weser führt.

Die Eisenbetonbrücke von 30,4 m Breite hat acht Öffnungen, von denen die zwei Stromöffnungen 50 m, die sechs Flutöffnungen, je 32 m Lichtweite, haben, die alle als Dreigelenkbogen und Stützliniengewölbe ausgebildet sind. Die Pfeilverhältnisse sind $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{11}$.

Zwischen den beiden 2,7 m breiten Leinpfaden liegt der 24,5 m breite Kanaltrog mit einer größten Tiefe von 3,7 m. Die aus Eisenbetonplattenbalken bestehenden Leinpfade ruhen auf den Trogrändern und den Steinpfeilern der Außenkuppen und überdeckten Gänge, die dem Fußgängerverkehr dienen.

Der Trog ist mit Hilfe von Längsrippen mit dem Gewölberücken verbunden. Der Boden ist als kräftige Eisenbetonplatte ausgebildet; die Eisenbetonwände sind mit dem Gewölbe durch tiefreichende Eiseninlagen fest verbunden.

Der Trogboden wird gegen Beschädigungen und Stöße durch 8 cm starke Eisenbetonplatten geschützt; die Seitenwände des Trogs haben eine Holzverschalung und eine gußeiserne Abschlußschwelle.

Die vorstehende Beschreibung des Bauwerks, dessen Gesamtlänge 360 m beträgt, zeigt, daß die notwendige Abdichtung des Troges besondere Vorkehrungen erforderlich machte.

Es wurden Dehnungsfugen über den Gelenken angeordnet, so daß sie 16—25 m voneinander entfernt waren. Die Auskleidung des Troges bestand aus 3 mm starkem Blei, das an den Dehnungsfugen durch kupferne kreisförmig gebogene Hängebleche getragen wird. Außerdem wurde eine zweite Dichtung zur Sicherung der Kupferdichtung durch Einlagen eines Weißblechrohres in die stopfbüchsenartig ausgebildeten, gegeneinander sich verschiebenden Betonrippen vorgesehen.

Über den Gelenkfugen wurden in der Trogsohle eiserne Platten zur Abdeckung verwendet. Über den Scheitelgelenken genügt eine Ausfüllung mit lehmigem Sand.

Vierter Abschnitt.

D. Allgemeines.

In den drei vorangehenden Hauptabschnitten wurden die Grundlagen für den Entwurf und die Berechnung von Eisenbetonbauten an einigen Anwendungsbeispielen besprochen. Es wurde versucht, diejenigen Richtlinien zusammenzufassen, die sich aus den bisherigen Erfahrungen und Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken ergeben. Insbesondere galt es, bei der Durcharbeitung der einzelnen Beispiele an der Hand der bisher bekannten Laboratoriumsuntersuchungen zu zeigen, ob und wie die angewandten Methoden vereinfacht werden könnten.

Zu diesem Zwecke war es notwendig, den anatomischen Aufbau des Entwurfs zu zergliedern, um den Unterschied zwischen den Ergebnissen der Berechnung und den tatsächlichen Verhältnissen einigermaßen abschätzen zu können.

In den folgenden Abschnitten sollen diejenigen Fragen besprochen werden, die allen Eisenbetonbauwerken gemeinschaftlich sind, wie die Herstellung und die Verarbeitung von Beton und Eisenbeton, Trennungsfugen und Dehnungsfugen, Anhaltspunkte für die Massen- und Kostenermittlung und die Einwirkung des Eisenbetons auf die Architektur.

Es kann sich auch hier nur um Richtlinien und Anregungen handeln, die über den Rahmen eines Leitfadens nicht hinausgehen sollen. Sie sollten aber sowohl beim Entwurf, als auch bei der Ausführung beachtet werden, wenn man die Voraussetzungen für die Güte und Wirtschaftlichkeit eines Bauwerkes schaffen will.

I. Herstellung und Verarbeitung von Beton und Eisenbeton.

1. Mischungsverhältnis und Materialbedarf.

Es wird sich empfehlen, bei jedem Entwurf von der erforderlichen Mindestfestigkeit und -elastizität für die einzelnen Bauteile als Voraussetzung für die notwendigen Mischungsverhältnisse auszugehen und

nicht umgekehrt, das Mischungsverhältnis anzunehmen und von diesem bestimmte Festigkeiten zu verlangen, wie dies meist geschieht.

Man ist bei der Auswahl der Zuschlagstoffe für die Herstellung eines Beton- oder Eisenbetonbaues von den örtlichen Verhältnissen zu sehr abhängig, als daß man schon beim Entwurf die genauen Mischungsverhältnisse angeben könnte. Außerdem ist es auch wirtschaftlicher, wenn man an dem sehr teuren Bindemittel innerhalb der möglichen Grenzen zu sparen sucht, indem man durch eine entsprechende Auswahl des Zuschlagsmaterials denselben Wirkungsgrad zu erzielen sucht wie durch zementreichere Mischungen.

Es könnte der Einwand erhoben werden, daß für die Ausarbeitung eines Kostenvoranschlages die Annahme bestimmter Mischungsverhältnisse schon beim Entwurf notwendig ist, weil davon die Berechnung des Stoffbedarfs abhängig ist. Diese Schwierigkeit läßt sich beseitigen, indem ein bestimmtes Mischungsverhältnis dem ersten Kostenanschlag zugrunde gelegt wird, der entsprechend dem zur Anwendung kommenden Mischungsverhältnis abgeändert werden müßte.

Dieses Verfahren wäre um so mehr am Platze, als bekanntlich der Stoffbedarf von einer ganzen Reihe von Voraussetzungen abhängig ist, wie von der Korngrößenzusammensetzung und Gestalt der Zuschlagstoffe, von der Körnung des Bindemittels, von der Größe des Wasserzusatzes, und von den Verlusten, die mit der Art der Verarbeitung des Betons zusammenhängen.

Es darf auch darauf hingewiesen werden, wie sehr der Stoffbedarf von der Art der Mischung abhängig ist, ob in Gewichts- oder Raumteilen gemischt wird, und in dem letzteren Fall auch von dem Grad der Einrüttelung in die Mischgefäße.

Man kann daher die einem bestimmten Mischungsverhältnis zukommenden Zementmengen nicht auf das Kilogramm genau festlegen, und es ist deshalb nicht zu verwundern, wenn in verschiedenen Lehr- und Taschenbüchern für den Stoffbedarf oft sehr erheblich voneinander abweichende Angaben zu finden sind. Betrachtet man die dort gemachten Angaben für den Stoffbedarf nicht als feste Zahlen, sondern als gute Durchschnittswerte, die in jedem besonderen Fall einer Überprüfung bedürfen, so werden sie für den ersten Bedarf verwendet werden können.

Eine solche Überprüfung hat vor einiger Zeit der Deutsche Betonverein in der Weise vorgenommen, daß er die Erfahrungen einiger Bauunternehmungen unter Zuhilfenahme der Nachkalkulation bei verschiedenen Bauwerken mit den Angaben aus der Literatur vergleichen ließ. Es wurden bei dieser Arbeit gewisse Richtlinien eingehalten, die bei der Ermittlung des Stoffbedarfs beachtet werden sollten:

„Bei der Anlieferung von Kies und Sand kommt die Beförderungsart in Frage. Werden die Zuschlagmaterialien mit Fuhrwerken an-

geliefert, so braucht man in der Regel erheblich mehr als bei Anlieferung im Eisenbahnwagen, weil die Fuhrleute erfahrungsgemäß schlecht aufladen und unterwegs einen Teil verlieren. Kommt das Material mit der Bahn an, so wird die Menge nach Gewicht bestimmt. Ganz abgesehen davon, daß auch im Eisenbahnwagen das Gewicht nicht unbeträchtlichen Schwankungen unterworfen ist, wird die Menge je nach dem Feuchtigkeitsgehalt verschieden groß sein. Ähnlich verhält es sich, wenn Sand und Kies im Schiff angeliefert werden. Es ist beobachtet worden, daß die vorgeschriebene Menge dabei nicht erreicht wurde. Das Schiff ist geeicht, d. h. einer gewissen Wasserverdrängung entspricht ein gewisses Gewicht. Wenn die Eichungsmarke erreicht ist, behauptet der Schiffer, das volle Gewicht geladen zu haben, und es liegt die Gefahr nahe, daß die Schiffer die Erreichung des vorgeschriebenen Gewichtes durch kräftigen Wasserzusatz zu beschleunigen suchen. Wird das Kiesmaterial an Ort und Stelle aus der Grube gewonnen, so hat man häufig auch keine Kontrolle über die wirklich gebrauchte Menge.

Weiter ist die Schwierigkeit zu beachten, daß das angelieferte Material für verschiedene Zwecke gebraucht wird. Man verwendet den angelieferten Sand für Beton, gleichzeitig aber auch für Mörtel zum Mauern und als Verputzsand. Es ist kaum möglich, scharf zu unterscheiden, wieviel für jeden einzelnen Zweck gebraucht wurde.“

Nach Angaben einer Reihe von Bauunternehmungen berechnen diese den Bedarf an Sand und grobem Zuschlag für 1 m³ fertigen Beton 1,25 bis 1,35 m³ für alle Mischungsverhältnisse, je nach den örtlichen Verhältnissen und nach Gefühl. In einem besonderen Beispiel ergibt sich z. B. der Stoffbedarf für eine Mischung von

1 T. Zement: n Teilen Kiessand:

$$\text{Zement: } \frac{1,35}{1+n} \text{ cbm,}$$

$$\text{Kiessand: } n \frac{1,35}{1+n} \text{ cbm.}$$

Für 1 cbm fertigen Beton von der Zusammensetzung 1 R.-T. Zement: n T. Sand: m T. Steinschlag wird angenommen:

$$\text{Zement: } \frac{1}{\frac{1+n}{1,35} + \frac{m}{1,667}} = a \text{ cbm,}$$

oder angenähert

$$\frac{1,53}{1+n+m} = a' \text{ cbm.}$$

$$\text{Sand: } a n \text{ cbm} = a' n \text{ cbm}$$

$$\text{Steinschlag: } a \cdot m \text{ cbm} = a' \cdot m \text{ cbm.}$$

In einem anderen Fall rechnet eine Unternehmung für die vorstehenden Mischungen:

$$\text{Zementbedarf: } \frac{k}{Z + n + m} s \text{ in kg,}$$

$$\text{Zuschlagmaterial: } \frac{k}{Z + n M} \text{ in cbm.}$$

(Hier sind: $k = 1,4$ bei fertigem Kiessand bis $1,6$, wenn Sand und Steinschlag erst zusammengemischt werden müssen;

$Z =$ Zementmenge; $M =$ Menge des Zuschlagmaterials

$s = 1400$ Raumgewicht für Zement.)

Für das Mischungsverhältnis $1 : 4 : 6$ (Steinschlag) berechnet sich darnach:

$$\text{Zement: } \frac{1,6}{1 + 4 + 6} 1400 = 205 \text{ kg,}$$

$$\text{Sand: } \frac{1,6}{11} \cdot 4 = 0,58 \text{ m}^3,$$

$$\text{Steinschlag: } \frac{1,6}{11} \cdot 6 = 0,87 \text{ m}^3.$$

Vergleicht man damit die auf S. 25 des ersten Bandes angeführte Zusammenstellung für den Materialbedarf, so findet man bei $1 : 4 : 6$

189 kg Z; $0,54 \text{ m}^3$ Sand und $0,81 \text{ m}^3$ Steinschlag.

Ein wesentlicher Unterschied besteht sonach nur in der Zementmenge. Die Zusammenstellung ergibt 16 kg Zement auf den Kubikmeter fertigen Beton zu wenig an.

Der Unterschied ist darauf zurückzuführen, daß bei der Berechnung des Stoffbedarfs der Erfahrungsbeiwert k nicht nur von den örtlichen Verhältnissen, sondern auch von den besonderen Verhältnissen bei den Ausführenden abhängig ist.

Als Nutzenanwendung dieser vergleichenden Berechnung der Materialmengen ziehe man nicht etwa die Folgerung, daß die Angaben in der Zusammenstellung des ersten Bandes keinen praktischen Wert haben. Ganz im Gegenteil. Man kann die dort gemachten Angaben als Durchschnitts- oder Mindestmaße für bestimmte Mischungsverhältnisse ansehen und sich bei der Ausführung diesen Werten anzupassen suchen. Hat man z. B. mit größeren Verlusten an Zement durch den Transport oder bei der Verarbeitung zu rechnen, so erhöhe man entsprechend den Beiwert.

Keinesfalls darf man die in diesen oder ähnlichen Zusammenstellungen enthaltenen Zahlen als feste, unveränderliche Werte betrachten. Man muß die besonderen Verhältnisse bei der Errichtung eines jeden Bauwerkes berücksichtigen und jedesmal durch Nachkalkulationen die ersten Annahmen überprüfen.

2. Mischen und Verarbeiten des Betons.

Der Einfluß von Hand- oder Maschinenmischung auf die Elastizität und Festigkeit ist bereits im ersten Bande besprochen worden. Es bedarf keiner weiteren Erklärung, warum die Handmischung nur in denjenigen Ausnahmefällen in Frage kommen kann, wo die Aufstellung selbst der kleinsten Mischmaschine wirtschaftlich nicht zu rechtfertigen ist.

Bezüglich der Mischmaschinen ist zu sagen, daß sie in zwei Hauptgruppen eingeteilt werden können, die sich durch den Vorgang beim Mischen unterscheiden. Hier ist zu bemerken, daß von einer guten Mischmaschine im allgemeinen verlangt werden muß, daß sie das Mischgut einschließlich Wasser möglichst ohne Verluste an Material so verarbeitet, daß die Mischung eine gleichmäßig nasse, homogene, einfarbige Masse bildet, in der insbesondere sich keine Zementnester vorfinden.

Das Mischen erfolgt entweder in einer geschlossenen oder oben offenen Trommel, die entweder festmontiert oder um eine Achse (horizontal oder vertikal) drehbar ist. Bei einer Maschine mit einer um eine wagerechte Achse rotierenden Trommel hat man es mit einer nach dem Prinzip des freien Falles arbeitenden Maschine zu tun. Im Innern der Trommel befinden sich festgenietetete Schaufeln, die das Mischgut dauernd hochheben und infolge der Drehung wieder fallen lassen, wobei die Bestandteile sich überstürzen.

Die Vorteile dieser Art von Mischmaschinen sind in der Einfachheit der rotierenden Teile, dem geringen Verschleiß, in der einfachen Bedienung und im geringen Kraftverbrauch zu suchen.

Die Nachteile liegen im Prinzip des Mischvorganges. An sich wäre gegen eine Mischung mit Hilfe des freien Falles nichts einzuwenden, wenn es sich um Bestandteile von gleichem Gewicht und gleicher Größe handeln würde. Da dies hier nicht der Fall ist, so werden die schweren Teile öfter zum Fall kommen als die leichten. Eine gleichmäßige Verteilung des staubförmigen Zements wird kaum zu erreichen sein, und es werden Verluste an Zement eintreten beim Zutritt von Wasser können leicht Mischknollen entstehen, die nicht immer durch das darüberliegende Mischgut zerrieben werden.

Der Mischungsgrad der Maschine hängt von der Höhe des Fallraumes ab, weshalb die Trommel nicht ganz gefüllt sein darf und ein gewisser Spielraum vorhanden sein muß. Dementsprechend muß die Trommel sehr groß sein.

Der Ausgangspunkt für den Mischvorgang liegt im Trommelboden, wo sich das Material wälzt, von den Schaufeln erfaßt und hochgehoben wird.

Eine andere Art von Mischmaschinen nach dem Grundsatz des freien Falles sind diejenigen, wo die Mischung lediglich durch Drehung einer eigens geformten, glatten Trommel ohne Schaufeln bewirkt wird. Die Trommel ist hier vertikal in der Mitte geschnitten. Das Mischgut wälzt sich wieder unten und wird durch die einwärtslaufenden Wandungen mit Hilfe der Rauigkeit des Materials durcheinander gerieben. Die kreisrunde Einfüllöffnung befindet sich zentrisch zur Achse auf der festgekeilten Trommelhälfte. Durch Ausrücken der anderen beweglichen Hälfte kann der fertigmischte Beton herausstürzen.

Ähnlich ist die Durchbildung der besonders für Mörtel und feingekörnten Beton verwendeten Kugelmischmaschine. Im Innern der Trommel sind an Stelle von Schaufeln eine Anzahl schwerer, eiserner Kugeln lose, die bei Drehung der Trommel eine Zerreibung und Vermischung des Materials bewirken. Außer dem Deckelverschluß ist ein Rostverschluß vorhanden, der eine Entleerung der Maschine gestattet, ohne daß die Kugeln herausfallen.

Eine andere Reihe von Mischmaschinen besitzt bewegliche Einzelteile, die die Mischung in einer nicht rotierenden Trommel besorgen. Hier soll ein inniges Vermengen durch Kneten der Masse erzielt werden. Neben einem Durchschaufeln soll auch ein Durchkneten erfolgen.

Die Mischarme können sich um eine oder zwei horizontale oder vertikale Achsen drehen. Die beweglichen Teile im Innern sind Schaufeln, Abstreifmesser, Quirle oder Kollergänge.

Eine Abart dieser Reihe ist derart gebaut, daß sich der Kollergang in Zykloidenbahnen bewegt, die es verhindern, daß unverarbeitetes Mischgut liegen bleibt.

Eine andere Abart hat im Innern einer besonders gestalteten Trommel zwei Quirle, die sich nach Art der Pendelmühlen bewegen, wobei eine selbsttätige Entleerung der Trommel erfolgen kann, was manchmal als Beschränkung des Mischvorganges empfunden werden kann.

Die Mischvorrichtungen aus beweglichen Mischarmen oder Kollergängen in feststehenden Trommeln gestatten ein inniges Mischen, indem ein Zusammenstauchen und Kneten des Materials erfolgt.

Weniger zu empfehlen sind Mischmaschinen, die das Mischen z. B. dadurch einschränken, daß das Material durch schraubenförmige Anordnung der Schaufeln von der Einfüllung zum Auslauf wandert. Der einzige Vorteil ist hier ein kontinuierlicher Betrieb.

Wesentlich ist die Art der Wasserzugabe. Je gleichmäßiger das Wasser im Mischgut verteilt wird, desto besser wird der Beton.

Die offenen Trommeln ermöglichen eine bessere Kontrolle. Es ist dabei zu beachten, daß zu einer raschen und gleichmäßigen Durchfeuchtung es notwendig ist, daß das Wasser auf die ganze Oberfläche des Misch-

guts verteilt wird, was bei offenen, feststehenden Trommeln am ehesten erreicht werden kann.

Allgemein wird der Art der Wasserverteilung weniger Aufmerksamkeit geschenkt, als den Vorrichtungen zur Wasserabgabe. Man begnügt sich damit, das Wasser an einer Stelle zuzuführen und seine Verteilung dem Mischprozeß zu überlassen. Die Wasserabgabe besteht aus einem Gefäß mit Wasserstandsanzeiger oder Schwimmer; besser sind zwei Behälter, welche jeweils die zu einer Mischung notwendige Wassermenge abgemessen enthalten und mechanisch entleert werden können.

Dem Aufbau nach wurde die Form der Mischmaschinen mitbestimmt durch die Art der Beschickung und Entleerung. Da man sich für letztere den freien Fall als billigste und rascheste Wirkung nicht entgehen lassen wollte, so sah man sich gezwungen, die Trommel auf Böcken und Wagenstellen aufzusetzen. Die Beschickung geschah früher mit Hilfe feststehender Vorfülltrichter oder -kasten in Höhe der Trommel. Nachteilig war dabei die Notwendigkeit des Hochhebens des Materials in den Trichter und die erschwerte Reinigung des Trommelinnern. Aus diesen Gründen findet man bei allen neueren Maschinen bewegliche Vorfüllkasten, die maschinell hochgezogen werden und sich selbständig entleeren.

Neuere Konstruktionen bemühen sich, die Bauart so zu gestalten, daß der ganze Aufbau möglichst niedrig wird.

Die Angaben über die Leistungsfähigkeit der Mischmaschinen von einzelnen angepriesenen Fabrikaten bedürfen einer sorgfältigen Prüfung, besonders wenn 50—60 Füllungen in der Stunde die Rede ist. Bei einer guten gründlichen Durchmischung wird man mit einer Mischdauer von nicht weniger als $1\frac{1}{2}$ Minuten zu rechnen haben.

Die üblichen Größen des Fassungsraumes der Trommel liegen zwischen 75—500 l für kleinere, und 900—1500 l loses Gemisch für größere Maschinen. Der Kraftbedarf für kleinere Maschinen beträgt 2—8 PS; und für die größeren Maschinen 14 PS.

In den Vorschlägen für Normen von Betonmischmaschinen wurden 7 Größen vorgeschlagen und mit einem Fassungsraum von 75, 150, 250, 375, 500, 750 und 1000 Litern, entsprechend einem Vielfachen des Inhalts der Fördergefäße. Von diesen wurde der Schubkarren mit einer günstigsten Leistung von 75 l als Ausgangsfördergefäß, Mulden-, Rund- und Kastenkipper sowie Aufzugskasten mit Leistungen von 250 l und mehr festgelegt.

Neben der Materialherstellung ist die Materialförderung von Bedeutung für die Güte und die Wirtschaftlichkeit des zu verarbeitenden Betons. Bei den Anlagen für die Materialbewegung hat man die Umlade- und Transporteinrichtungen vom Mischen, Verarbeiten und Einbringen des Betons grundsätzlich zu scheiden.

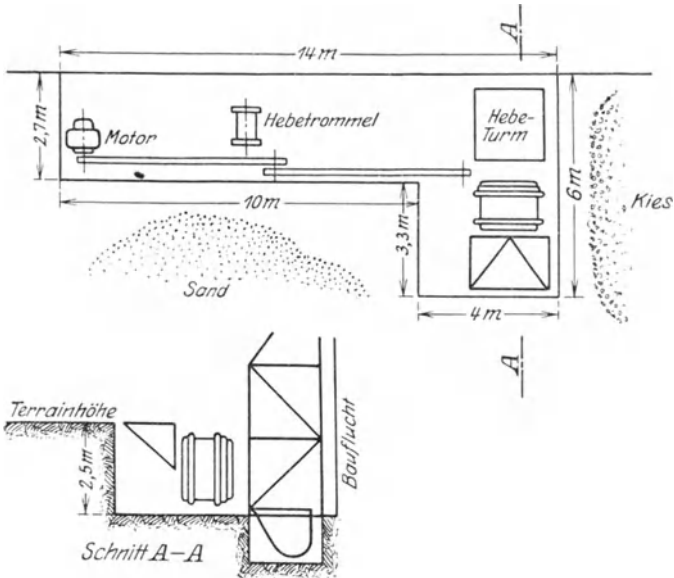


Fig. 65 a.

Die Kosten eines Bauwerkes werden durch eine zweckentsprechende und geschickte Förderanlage sehr erheblich beeinflusst, besonders dann, wenn es möglich wird, Handförderung teilweise oder ganz auszuschließen.

Eine interessante Nebeneinanderstellung von verschiedenen Arten von Mischeinrichtungen hat der amerikanische Betonverein im Jahre

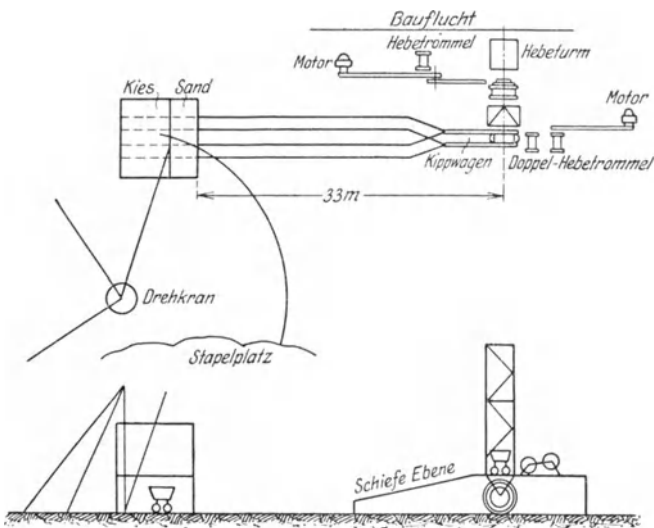


Fig. 65 b.

1921 veröffentlicht. Die Vorschläge für Materialherstellung und -förderung wurden auf Grund von Studien an verschiedenen Einrichtungen mit Hilfe von Kostenschätzungen miteinander verglichen und die wirtschaftlichsten empfohlen. Dabei wurden nur die Materialzubringung, das Mischen, die Förderung und das Einbringen berücksichtigt.

Fig. 65a zeigt eine Anlage in einfachster Form bei beschränktem Raum. Der Mischer ist in einer Grube. Sand und Kies werden von zwei Seiten in diese Grube geworfen. Der Mischer wird mit Hilfe von kleinen Kippern von Hand beschickt.

Fig. 65b zeigt ein Schema für eine weniger einfache Mischanlage bei einem größeren Bauwerk mit größerem Raum.

Der Mischer befindet sich über der Erde. Sand und Kies wird, nachdem es mit Hilfe eines Drehkrans vom Stapelplatz in den Bunker gebracht wird, von hier zum Mischer mit Hilfe von Muldenkippern gebracht, die durch ein endloses Seil von einer Doppeltrommelwinde getrieben werden.

Zwischen diesen beiden typischen Grenzfällen gibt es eine ganze Reihe von Möglichkeiten, die sich aus den örtlichen Verhältnissen ergeben.

Das eigentliche Einbringen in die Schalung und die Verarbeitung des Betons bei Eisenbetonbauten geschieht in der Regel mit Hilfe von Förderanlagen, die zwischen der Entleerungsstelle der Mischmaschine und der Arbeitsstelle liegen.

Die einfachste Art besteht darin, daß Schiebkarren oder Kippwagen den zubereiteten Beton aus der Mischmaschine direkt empfangen und ihn nach der Verwendungsstelle evtl. auf Gleisen zuführt. Die Zuführung mit Hand kann bei größeren Bauwerken durch Maschinen ersetzt werden. Bei größeren Entfernungen der Mischmaschine von der Verarbeitungsstelle in vertikaler und horizontaler Richtung werden entsprechende maschinelle Fördereinrichtungen geschaffen.

In neuerer Zeit hat sich bei uns die Ansicht mehr und mehr durchgesetzt, daß nicht nur bei Eisenbeton, sondern auch bei nicht bewehrtem Beton die nasse Verarbeitung der trockenen vorzuziehen ist.

(Es sei hier im besonderen auf die Betrachtungen über Stampfbeton und nassen Beton im ersten Bande verwiesen.)

Bei großen Eisenbetonbauten spielt die Frage der Herstellung und Verarbeitung großer Betonmassen eine außerordentlich wichtige Rolle. Die Gründe sind nicht nur technischer, sondern auch wirtschaftlicher Natur. Der Ingenieur wird sich bei solchen Entwürfen vorerst die Frage aufwerfen müssen, ob der zur Verwendung kommende Beton allen an ihn gestellten Anforderungen bezüglich der Festigkeit, der Dichtigkeit

usw. genügt und Hand in Hand damit die Wirtschaftlichkeit prüfen müssen.

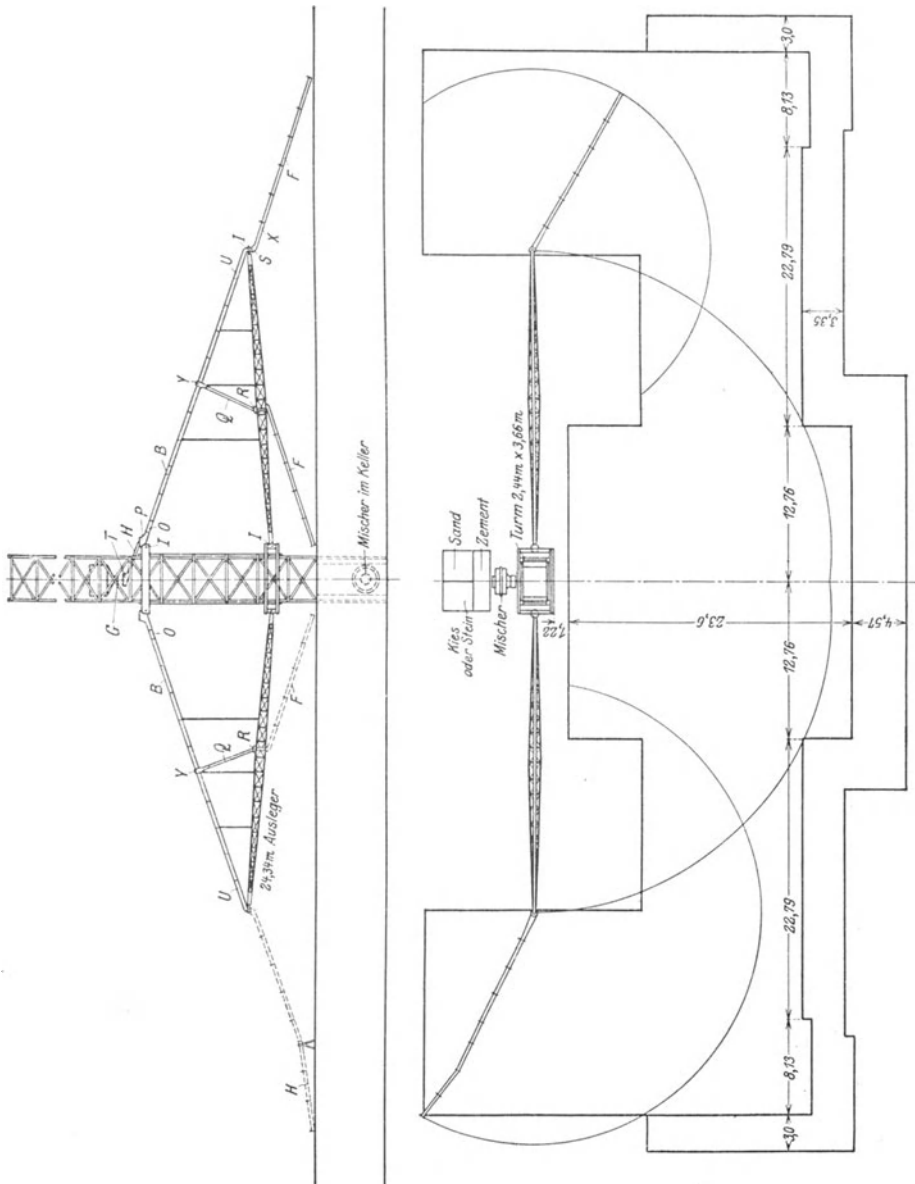


Fig. 65 c. Darstellung einer Anlage zum Gießen von Beton.

In einem sehr lesenswerten Aufsatz von Regierungsbaumeister Prietze in Kiel über die Herstellung großer Betonmassen beim Bau der neuen Ostseeschleuse des Kaiser-Wilhelm-Kanals (siehe Zeitschrift

des Vereins Deutscher Ingenieure S. 1302, 8. Jahrgang, 1913) erfährt man unter anderem, daß mit einer täglichen Leistung von 1000 m³ Beton gerechnet werden mußte. Von der Errichtung eines großen Staudammes in N. A. in sehr kurzer Zeit berichtet die Zeitschrift Engineering News im Jahre 1914, daß die täglichen Leistungen zwischen 1200 und 1750 m³ und die Stundenleistungen der Mischmaschine zwischen 36 und 42 cbm schwankten.

Derartige Tagesleistungen sind heute nicht mehr so selten, und man muß sich unwillkürlich die Frage vorlegen, ob durch eine Vereinfachung in der Herstellung und Verteilung des Betons nicht nur die Tagesleistungen erhöht, sondern auch die Kosten erniedrigt werden können, ohne die Güte des Materials zu beeinträchtigen.

Diese Erwägungen führten zuerst in der amerikanischen, seit einigen Jahren auch in der deutschen Praxis, zur Herstellung des Betons mit Hilfe des sog. Gußverfahrens.

Im Prinzip handelt es sich um einen Beton, welcher auf eine solche Höhe gefördert wird, daß er infolge seiner eigenen Schwere an die Verwendungsstelle fließen kann. Daraus ist auch der Name „Schwerkraftsystem“ für dieses Verfahren abgeleitet worden: Es handelte sich nun darum, ein für die Praxis brauchbares System zu finden, was zuerst einer Unternehmung in Los Angeles durch ein besonderes Verfahren gelungen ist. Nach mancherlei Vorversuchen mit Rinnenformen, Rohrleitungen mit verschiedenen Durchmessern und Ausflußwinkeln, wurde die offene Rinne von etwa 20 cm Durchmesser gewählt.

Ferner wurde ein offenes Rinnengelenk bei der Anwendung dieses Systems eingeführt. Es ist leicht einzusehen, daß im Gegensatz zu geschlossenen Rohrleitungen bei offenen Rinnen eine bessere Überwachung möglich ist und ein Verstopfen der Rinne leicht festgestellt und beseitigt werden kann. Als günstigster Ausflußwinkel wurde durch die Versuche eine Neigung von 18–20° gegen die Horizontale ermittelt.

Eine schematische Darstellung der gesamten Einrichtung dieses Betonierverfahrens ist in Fig. 65 c einer Veröffentlichung des Verfassers aus dem Jahre 1913 entnommen. In der Mitte befindet sich die Turmanlage mit den beiden seitlichen Auslegern, welche als Träger für die Zuleitungsröhren bzw. Rinnen dienen. Die Rinnen werden entweder von den Trägern aus abgestützt oder an Seilen mit Versteifungsbalken angehängt. Letzteres wird besonders bei größeren Bauausführungen angewendet, wo unter Umständen mehrere Türme und Masten errichtet werden. Sowohl die Höhenlage als auch die Neigung der Ausleger kann nach Belieben an dem festen Turm geändert werden. Es ist daher auf diese Weise möglich, durch Heben oder Senken, durch Verlängern oder Verkürzen der Rinnenleitungen die Zuleitung

des Betons nicht nur an verschiedene Stellen, sondern auch nach verschiedenen Stockwerken zu ermöglichen.

Die Betonierungsanlage besteht aus einem rechteckigen Holz- oder Eisenturm, welcher zwei fest miteinander verbundene viereckige Kränze trägt, die an der Außenfläche der Turmständer gleiten können. Der untere Kranz trägt den Ausleger, der obere Kranz trägt eine Plattform innerhalb des Turmes. Außerdem ist ein Flaschenzug befestigt, welcher dem Ausleger eine beliebige Neigung geben kann. Das Zugseil dient dazu, gleichzeitig die Betonzuleitungsrinne (*B*) zu tragen. Am Auslegerkopf ist das Rinnengelenk (*S*) mit den Anschlußstücken (*U*) und (*X*) eingebaut. Die Rinne (*F*) ermöglicht die Betonverteilung innerhalb des inneren Kreises.

Für weiter entfernt liegende Punkte wird an *F* noch eine tragbare Rinne *H* angeschlossen, wodurch die zu bestreichende Fläche vergrößert wird. Für den Raum in der Nähe des Turmes sind Zwischenleitungen eingeschaltet. In den Turm selbst ist ein Betontrichter eingebaut, in welchen der Beton aus den Bechern entleert wird. Die Ausflußöffnung *G* ist mit einem Verschuß versehen, um den Zufluß des Betons zu regulieren.

Unter diesem Verschuß liegt die Turmpfanne *T*, durch welche der Beton in die Rinne *H* und von hier aus durch die Rinnenpfanne in die Hauptleitung fließt. Der Beton wird von der Mischtrommel aus mittels eines Becherwerks nach der höchsten Stelle des Turmes gehoben und in den dort befindlichen Trichter geleert.

An diesen ist die Zuleitungsrinne angeschlossen, deren Mündungsstelle mit einem Schieber versehen ist und zur Regulierung der Betonverteilung, dient.

In Fig. 65d sind 1 und 2 die Kies- und Zementbehälter, 3 die Mischmaschine, 4 das Becherwerk, 5 der Turm, 6 der Trichter für die gehobenen Betonmassen, 7 die Zuleitungsrinne, 8 der Ausleger, 9 der gelenkartige Anschluß, welcher auch in Fig. 65e abgebildet ist, 10 der Verteiler.

Hierbei ist zu beachten, daß 1 bis einschließlich 6 die übliche Förderkonstruktion darstellt, welche bei der Anwendung des Schwerkraft-

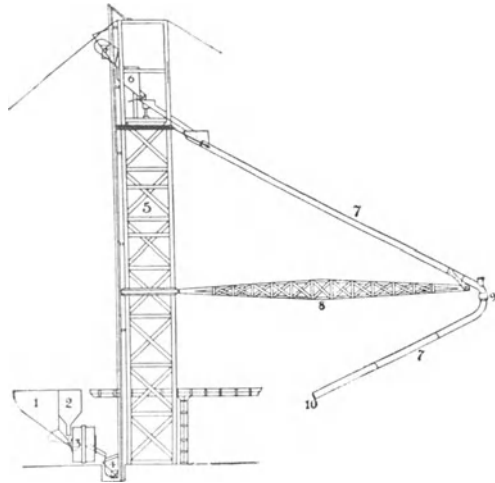


Fig. 65 d.

systems durch die Teile 7–10 zu ergänzen ist. Der Ausleger 8 ist in der Mitte des unteren Kranzes befestigt. Bei größeren Längen erfolgt die Zwischenstützung mit Hilfe von Seilen. Hierbei wird der Kopf des Auslegers ebenfalls durch ein Seil gehalten, welches gleichzeitig für die Befestigung der Zuflußrinne dient. Der Stützpunkt ist derart ausgebildet, daß der Ausleger in wagerechter und senkrechter Richtung bewegt werden kann. Das Ende des Auslegers trägt die Gelenkkonstruktion.

Allgemein läßt sich noch bemerken, daß die Aufstellung des Turmes derart zu erfolgen hat, daß man alle Flächen mit der Ausflußrinne erreichen kann. In Fig. 65c sind im Grundriß die Bahnen durch Kreis-



Fig. 65 e.

bögen eingezeichnet. Aus dem Schnitt ist zu erkennen, daß durch die Höhenlage des Betontrichters und durch den angenommenen Ausflußwinkel die äußersten erreichbaren Punkte festgelegt sind.

Falls der Gußbeton auf größere Entfernung verwendet werden soll, können mehrere Türme oder Masten errichtet werden, die dann durch Seile miteinander verbunden sind, an welchen gleichzeitig die Rinnen aufgehängt werden.

Für die Bedienung einer solchen Anlage sind notwendig: 3 Mann bei der Mischanlage, 1 Mann beim Aufzug, 1 Mann bei dem Trichter und 2–4 Mann an der Verteilungsstelle. Die Überwachung der Zuflußleitungen während des Betriebes über-

nimmt der auf dem Turm befindliche Maschinist. Selbstverständlich wird auch die Arbeitsleistung davon abhängen, wie weit die Arbeiter eingübt sind und wie der Betrieb geleitet wird.

Die Grenzen, welche noch eine volle Ausnutzung der Anlagen ermöglichen, wurden für den Ausleger 31 m, für die frei schwebende Verteilungsrinne 12,5 m und für das Ausflußende 3 m ermittelt.

Daraus ergibt sich für die Entfernung von Turmmitte bis zum äußersten Punkte 48 m. Bei Anlagen, wo ein größerer Radius erforderlich ist, wird es zweckmäßiger sein, einen zweiten Turm aufzuführen.

Auf diese Weise ist es möglich, den Beton, der auch unter einem gewissen Druck steht, in alle Teile der zu betonierenden Querschnitte hineinzuleiten und auch die Zwischenräume zwischen den Eiseneinlagen gut auszufüllen. Die Bildung von Luftsäcken kann verhindert

und alle Hohlräume können gut ausgefüllt werden. Durch eine verhältnismäßig kleine Zuleitungsrinne können große Massen an beliebige Stellen geleitet werden. Dadurch kann eine Beschädigung an der Deckenkonstruktion, ein Verschieben der Eiseneinlagen vermieden werden und der Verlust an Betonmasse auf ein Minimum eingeschränkt werden.

Schließlich ist noch zu beachten, daß der Betrieb auf diese Weise ohne Unterbrechung beliebig lang ausgedehnt werden kann. Die Betonzufuhr wird nicht durch die Handkarren und Kippwagen behindert, und eine nachteilige Fugenbildung läßt sich durch dieses Verfahren leichter vermeiden. Die Schwierigkeit liegt in der richtigen Herstellung des Betonmaterials und in der Bemessung des Wasserzusatzes, welche sich jedoch durch systematische Versuche beseitigen läßt.

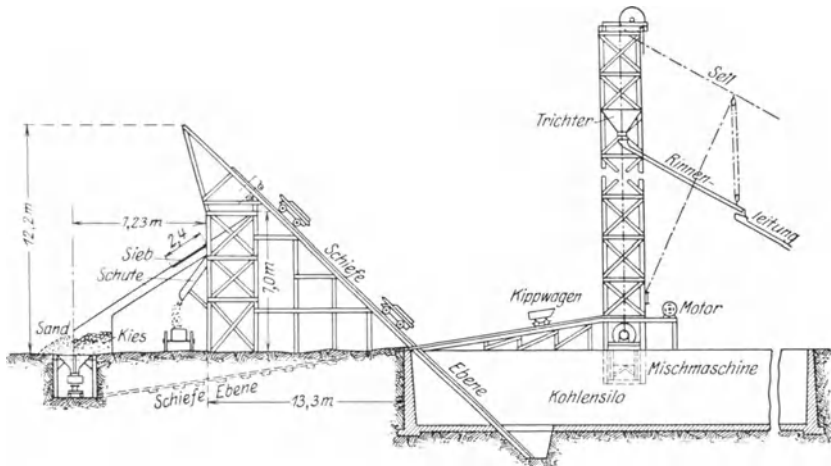


Fig. 65 f.

Die Güte des mit Hilfe des Gußverfahrens hergestellten Betonmaterials hängt in erster Linie von der richtigen Bemessung des Wasserzusatzes, von der richtigen Neigung der Zuleitungsrinne und der zweckmäßigsten Höhe der Verteilungsstelle ab. Der Beton muß eine breiige, plastische Masse sein, gerade so naß, daß er sich in der Rinne nach der Verwendungsstelle leiten läßt, ohne daß die größeren Kies- oder Steinstücke sich trennen.

Besonders zu beachten ist die Notwendigkeit einer widerstandsfähigen, sorgfältig gearbeiteten Schalung mit Rücksicht auf die beim Gießen hervorgerufenen größeren Drücke auf die Schalung.

Ein Beispiel für die Misch- und Verteilungsanlage bei der Herstellung eines großen 3500-Tonnen-Kohlensilos zeigt Fig. 65 f. (Nach einem Berichte von Eng. Record.)

Das Bauwerk war 62,0 m lang, 12,8 m breit, ungefähr 10,7 m hoch und hatte 30 cm starke Mauern aus Eisenbeton. Die Betonzuführung

konnte bei dem unter Terrainoberkanteliegenden Bauwerke mit Hilfe des Gußverfahrens erfolgen.

Die Gewinnung des Zuschlagsmaterials war beim Aushub des Erdreichs möglich. An einem Ende wurde eine Siebvorrichtung und eine Anlage zum Materialverladen aufgestellt, welche mit der Baugrube durch eine geneigte Ebene verbunden waren.

In einer Grube wurde das ausgeschachtete Material in Kippwagen geladen, welche über die schiefe Ebene bis zu einem Trichter hochgezogen und in denselben entleert wurden.

Das für Beton sichtlich unbrauchbare Material wurde durch gedeckte Rinnen mit Wagen wegbefördert. Das Material, welches für die Herstellung von Beton gebraucht werden konnte, wurde über geneigte Siebe geführt, wo eine Trennung von Kies, Sand und Steinen erfolgte. Die letzteren wurden am unteren Teile der Schute in besonde-

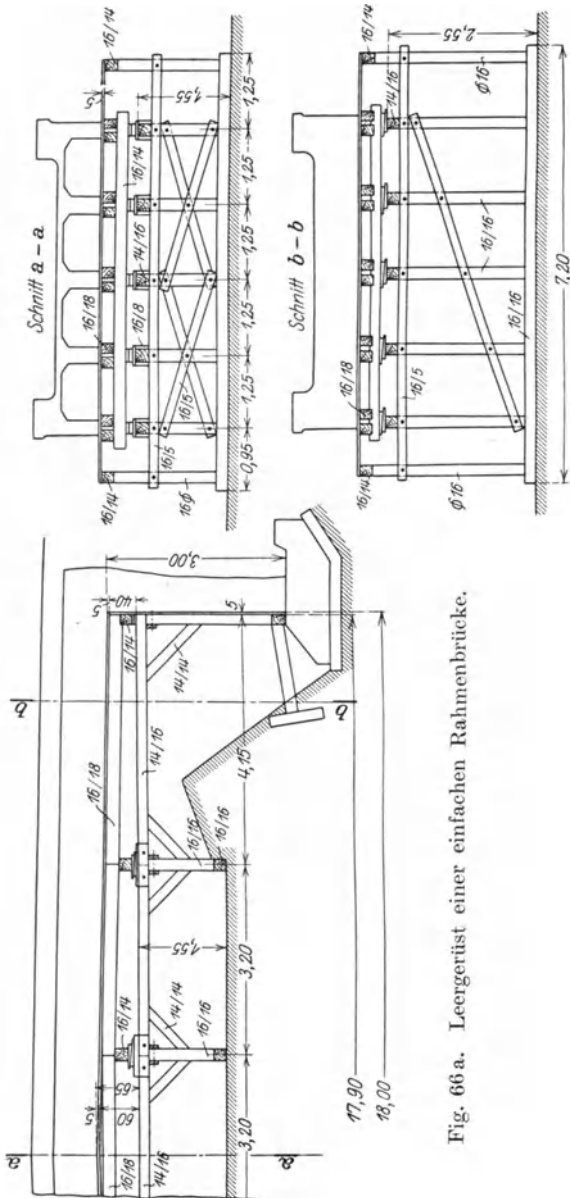


Fig. 66 a. Leergüst einer einfachen Rahmenbrücke.

ren Wagen zu einem Behälter geleitet.

Der Kiesbehälter war in Terrainhöhe; daneben lagerte der Sand.

Beides wurde vermittelt Trichters in Wagen geladen, welche die Zuschlagstoffe über die schiefe Ebene zur Mischmaschine brachten.

Von dort aus wurde der Beton mit Hilfe eines Elevators auf einen 36,5 m hohen hölzernen Turm befördert. Eiserne Verteilungsrinnen leiten dann den flüssigen Beton nach den verschiedenen Arbeitsstellen.

3. Schalungen und Leegerüste.

Eine gute Schalung muß in der Lage sein, die durch das Eigengewicht des Betons und der bei der Verarbeitung auftretenden Lasten und Erschütterungen aufzunehmen, ohne Formänderungen zu erleiden. Sie muß ferner die Herstellung der aus dem Entwurf hervorgehenden Formen verbürgen. Schließlich soll sie so zusammengesetzt sein, daß man sie ohne großen Verlust an Material wieder entfernen kann.

Die gleichen Forderungen müssen an ein gutes Leegerüst oder an die Rüstungen für jede Schalung gestellt werden.

Zwei einfache Beispiele von Leegerüst und Schalung sind in Fig. 66a und b dargestellt.

Fig. 66a stellt die Rüstung und Schalung zu der im Abschnitt B III bearbeiteten einfachen Rahmenbrücke dar.

Ein Beispiel eines einfachen eisernen Leegerüsts bei einer Bogenbrücke zeigt Fig. 66b.

In Fig. 66c ist das Schalungsgerüst des unter C I I besprochenen Senkkastens dargestellt, dessen Vorbereitung ganz besondere Sorgfalt erfordert.

Mit Recht wurde wiederholt in der Literatur darauf hingewiesen, daß man dem Entwurf für Schalungen und Leegerüste viel zu wenig

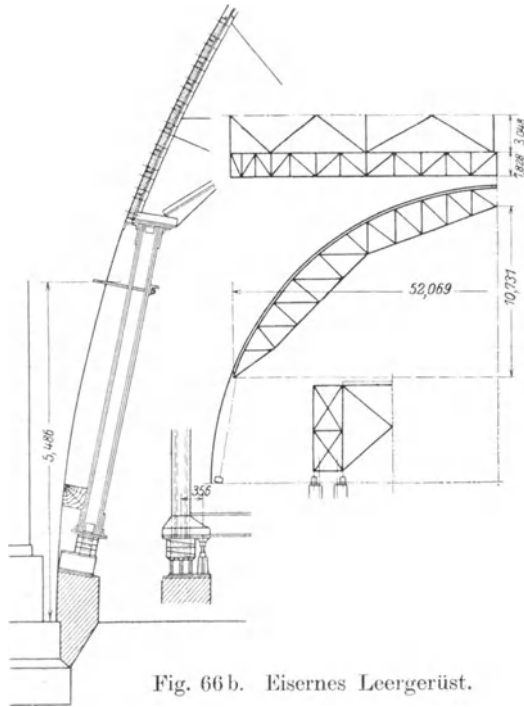
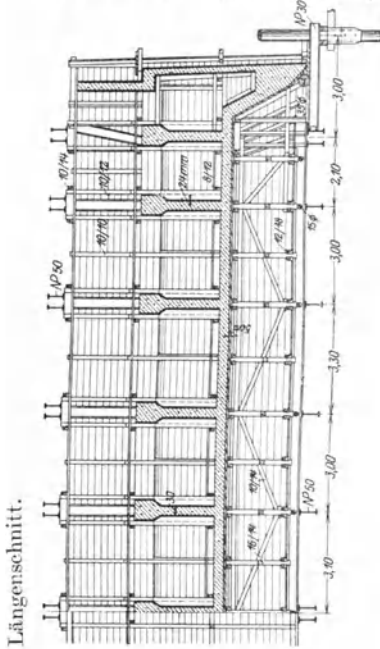
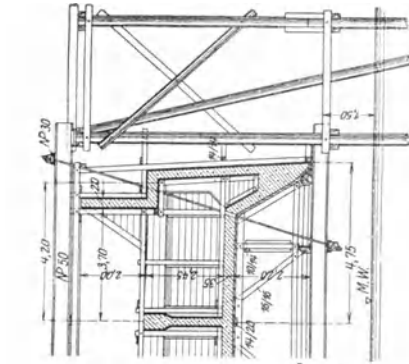
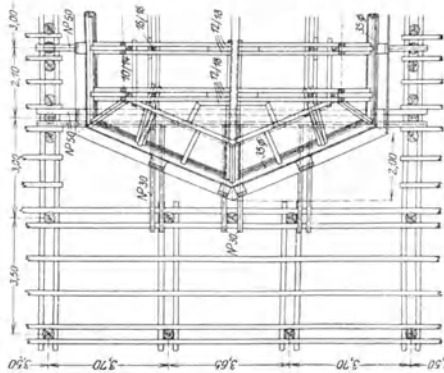
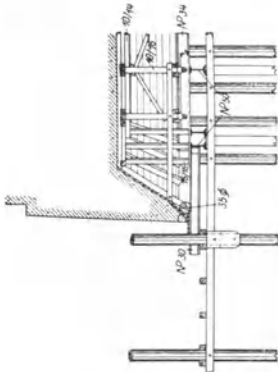


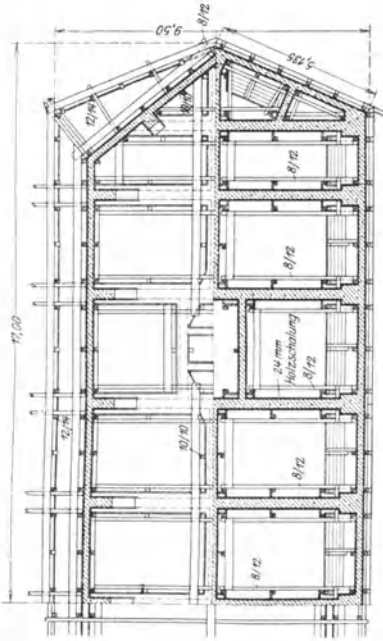
Fig. 66 b. Eisernes Leegerüst.



Längenschnitt.



Daraufsicht und Querschnitt d. die Spitze.



Horizontalschnitt.

Querschnitt.

Fig. 66 c. Einschalungsgerüst für einen Eisenbetonkasten.

Aufmerksamkeit zuwenden, obgleich man hier gerade durch fachgemäße Verarbeitung an Kosten sehr viel sparen und wirtschaftlich arbeiten könnte. Ein mustergültiges Beispiel für technisch und wirtschaftlich gleich günstig durchgearbeitete Leegerüste für verschiedene Brücken enthält die Veröffentlichung von M u y in der Zeitschrift „Armiertes Beton“, Jahrgang 1917, auf die besonders hingewiesen sei.

Der Entwurf eines Schalungs- oder Leegerüsts soll im allgemeinen nicht weniger sorgfältig durchdacht und ausgearbeitet sein als das Bauwerk, zu dessen Herstellung sie dienen sollen.

Im allgemeinen wird es sich empfehlen, die für die Schalung notwendigen Hölzer fertig bearbeitet an die Baustelle zu liefern. Man spart an Kosten, wenn man die Handarbeit an der Baustelle weitgehend

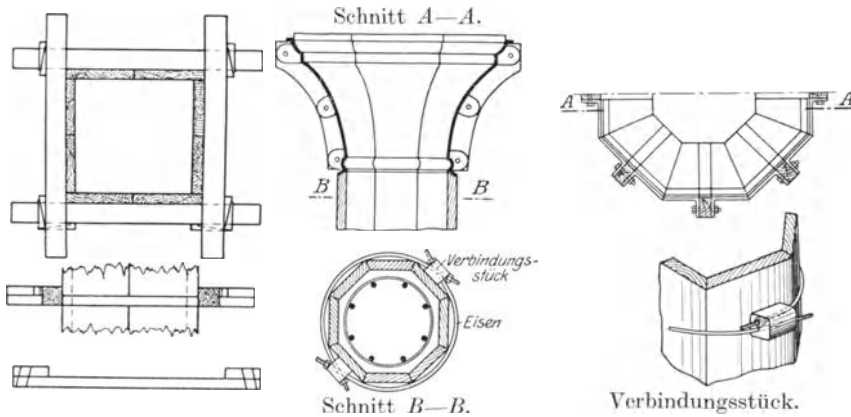


Fig. 67 a.

Fig. 67 b. Schalung einer achteckigen Säule mit Einzelheiten.

auszuschalten sucht. Wenn man die Rüstung und Schalung auf dem Werkplatz vorbereitet, wird man aus den vorhandenen Vorräten auch Reste und Abfälle verwenden und die notwendigen Stücke leichter aussuchen können. Wo man gezwungen ist, das Holz an der Baustelle zurechtzuschneiden, wird sich ein größerer Holzverschnitt nicht vermeiden lassen, wodurch die Kosten verteuert werden.

Es ist auch zu bedenken, daß die Ablagerung von Holzabfällen und Sägespänen auf den in Herstellung begriffenen Betonbauteilen verringert werden kann, wenn der größte Teil der Schalungsarbeit auf dem Werkplatz ausgeführt werden kann.

Endlich darf nicht übersehen werden, daß die Sorgfalt und Genauigkeit bei der Arbeit auf dem Werkplatz größer ist als auf der Baustelle.

Aus wirtschaftlichen Gründen ist eine weitgehende Wiederverwendung der Schalungen und Rüstungen zu erstreben. Deshalb soll die Verwendung von Nägeln vermieden werden, dagegen ist die Ver-

wendung von Keilen, Ankern, Klemmbügeln und ähnlich leicht lösbaren Verbindungsteilen von Vorteil, weil dadurch ein leichteres Loslösen der Schalung von dem jungen Beton ohne größere Erschütterungen möglich ist. Zwei einfache Beispiele dieser Art sind in Fig. 67 a, der Einschalung einer viereckigen, und in Fig. 67 b, der Einschalung einer achteckigen Säule, dargestellt; im zweiten Falle unter teilweiser Verwendung einer eisernen Schalung am Kopf.

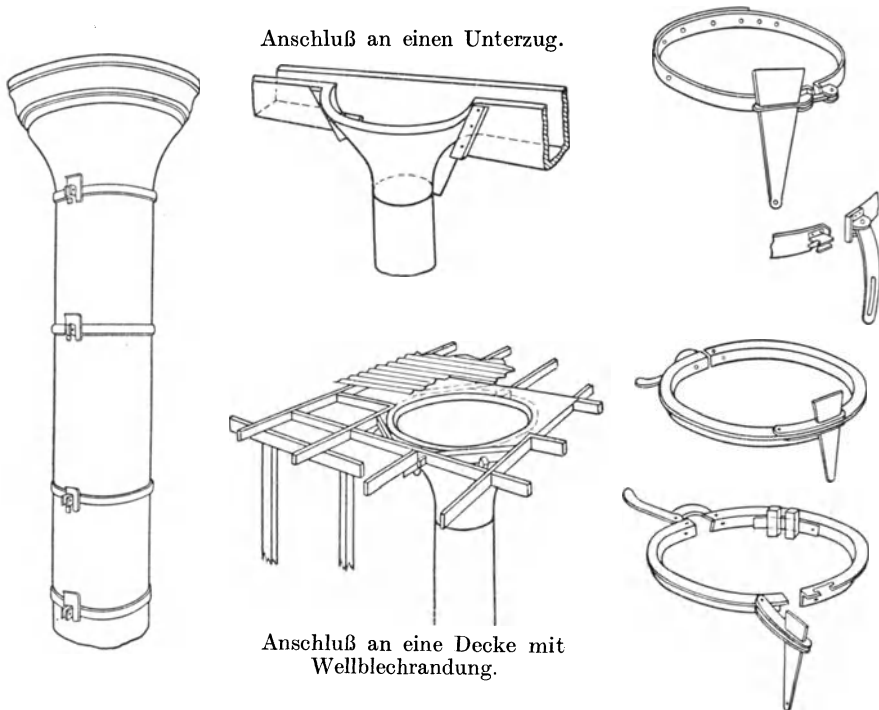


Fig. 67 c. Schalung einer Rundsäule mit Einzelheiten. Verbindungsstücke.

In Fig. 67 c wird eine bei uns nur selten angewandte Art von eiserner Schalung für Rundsäulen gezeigt, mit Einzelheiten eines Anschlusses an einen Unterzug und an eine Deckenplatte unter Anwendung von Wellblech als Deckenschalung.

Das für Schalungen verwendete Holz soll weder zu trocken, noch zu frisch sein. Wenn es zu trocken ist, wird es sehr viel Wasser absaugen; außerdem quillt es und wirft sich. Ist es zu frisch, so schwindet es leicht. Deshalb wird man das Holz weder zu trocken, noch zu frisch wählen.

Der stumpfe Stoß der Schalbretter ist der Verbindung von Feder und Nut vorzuziehen, weil diese sich leicht abnutzen und bei Wiederholung schwer aneinanderzupassen sind.

Bei der Herstellung sauberer Außenflächen am Beton ist gehobelte Schalung zu empfehlen. Die Fugen zwischen den Brettern werden dann unter Umständen mit Kitt oder Gips ausgefüllt. Manchmal wird eine Verkleidung mit Blech zweckmäßig.

Für die Bemessung der Schalung wird man konstruktive Vorkehrungen treffen müssen, die ein Ausweichen derselben verhindern. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Schalungen den vollen Druck und Erschütterungen des eingebrachten Betons (der bei Gußbeton größer ist als bei trockenem Beton), ferner die Belastung der Arbeiter und die Stöße beim Stampfen aufnehmen muß, ohne Formänderungen zu erleiden.

Beim Entschalen und Ausrüsten ist größte Vorsicht geboten. Diese Voraussetzung darf aber nicht dazu führen, die Entfernung der Schalung allzu lange hinauszuzögern, da sonst der zu einer gleichmäßigen Erhärtung des Betons notwendige Luftzutritt und das Naßmachen unmöglich werden. Deshalb empfiehlt es sich, das Ausschalen und Ausrüsten schrittweise vorzunehmen. So wird man z. B. die Seitenschalung von Unterzügen und von Stützen bald entfernen können, während man die Schalungsteile, die die Unterzüge tragen, erst nach längerer Erhärtung entfernen soll, wenn die durch das Eigengewicht hervorgerufenen zulässigen Spannungen vom Beton schon aufgenommen werden können.

Es empfiehlt sich nicht, bestimmte Fristen anzugeben, vielmehr muß der Ingenieur die Entschalungsfristen von Fall zu Fall mit Rücksicht auf den Fortschritt der Erhärtung je nach der Jahreszeit, Klima und Witterung bestimmen.

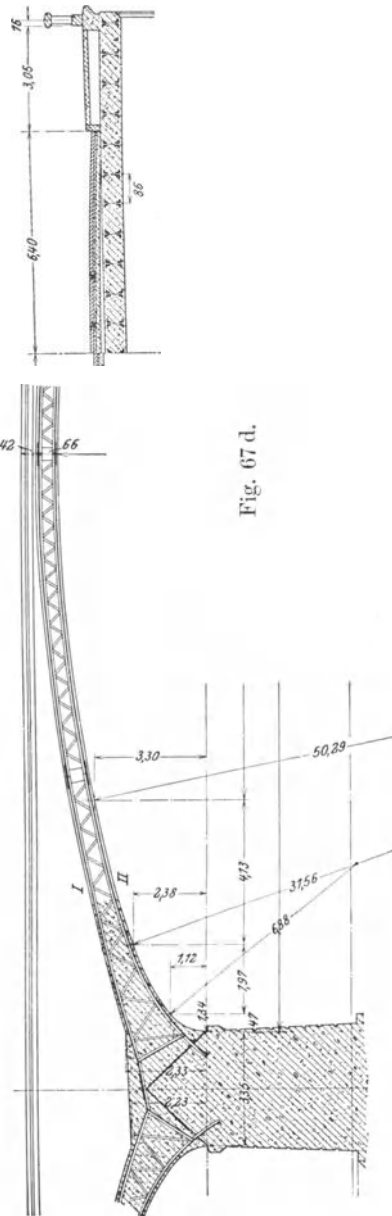


Fig. 67 d.

Je größer das Eigengewicht eines Bauteiles ist, desto länger wird er in der Schalung bleiben müssen, insbesondere wenn durch das Eigengewicht Biegungsspannungen hervorgerufen werden. Es wurden daher manchmal Eisenbetonkonstruktionen mit steifen Eiseneinlagen angewendet, die so ausgebildet sind, daß sie einen Teil des Eigengewichtes aufzunehmen vermögen. Die bekannteste unter diesen ist die von Melan (Fig. 67 d), bei der die Eiseneinlagen einer Eisenbetonbogenbrücke als eiserne Bogenfachwerke ausgebildet sind, deren Gurte aus Winkel-eisen zusammengesetzt und durch Flacheisendiagonalen miteinander verbunden sind. Das Leegerüst kann in diesem Falle früher entfernt werden, da das Eisengerippe in der Lage ist, das Eigengewicht des Betonbogens ganz oder teilweise aufzunehmen.

Es ist bekannt, daß ein großer Teil der Einstürze in den ersten Jahren des Eisenbetonbaues auf mangelhafte Schalung und unzeitgemäße und unfachgemäßes Ausrüsten zurückgeführt werden konnten. Eine genaue Kenntnis der Erhärtungsdauer und der Anfangsfestigkeiten des Betons unter Berücksichtigung von Wetter und Jahreszeit, ferner größte Sorgfalt bei der Ausführung der Schalung und beim Ausrüsten werden dem bauleitenden Ingenieur auch ohne Vorschrift fester Fristen die Möglichkeit geben, die einzelnen Bauteile zur rechten Zeit freizulegen.

II. Trennungs- und Dehnungsfugen.

Nicht allgemein ist man in den Kreisen der Eisenbetonfachleute von der Notwendigkeit überzeugt, bei Bauwerken von größerer Ausdehnung Fugen vorzusehen, wenn auch die Notwendigkeit theoretisch und aus der Erfahrung klar zutage getreten ist.

Man muß unterscheiden zwischen Trennungs-, Schwind- und Temperaturfugen. In vielen Fällen werden sich alle drei Arten vereinigen lassen.

Man ordnet Trennungsfugen bei einem Bauwerk überall dort an, wo es notwendig wird, verschieden beanspruchte Bauteile voneinander zu scheiden. Ein Beispiel dieser Art sind Fundamentplatten, die verschiedene Belastungen zu übertragen haben, wie dies bei einem hohen Silo mit anschließendem Lagerhausbau der Fall sein kann. Ähnlich liegt der Fall, wenn ein zusammenhängendes Bauwerk zum Teil als Wohn- und Bureauräume, zum anderen Teil als Fabrik- oder Maschinenlagerraum verwendet wird. Derartige Bauten werden durch entsprechende Trennungsfugen der ganzen Höhe nach durch die Fundamente bis auf den tragfähigen Boden getrennt werden müssen. Ge-

schiebt dies nicht, so können einseitige Setzungen auftreten, und die als zusammenhängende Stockwerksrahmen ausgebildeten Bauwerke erleiden Verdrehungen an den empfindlichen Anschlußstellen, die äußerlich durch Rißbildungen in den Eisenbetonträgern und Stützen sichtbar werden.

Eine andere Art sind die allgemein als Dehnungsfugen bezeichneten Schwind- und Temperaturfugen. Sie dienen dazu, ein Bauwerk oder einen größeren Bauteil aus Eisenbeton so zu unterteilen, daß die Schwind- und Temperaturspannungen sich nur innerhalb der Unterbrechungen geltend machen können.

Die Temperatur wirkt in kalter Jahreszeit im selben Sinne wie das Schwinden und vergrößert dadurch die schädlichen Anfangsspannungen im Beton, die die Ursache von Rißbildungen werden können. Bei höheren Temperaturen in warmer oder heißer Jahreszeit dehnt sich der Beton und wirkt den durch das Schwinden hervorgerufenen Verkürzungen entgegen.

Während sich bei einem statisch bestimmten System nur die Schwinderscheinungen ungünstig bemerkbar machen können, tritt bei einem statisch unbestimmten System auch der Einfluß der Temperatur hinzu. Dies ist besonders deshalb zu beachten, weil die meisten Eisenbetonkonstruktionen statisch unbestimmt sind. Allerdings wird man bei Berücksichtigung der Temperatureinflüsse zu unterscheiden haben, ob die Bauwerke ganz frei stehen wie bei Brückenbauten, oder geschützt sind, wie dies bei den unteren Stockwerken eines Hochbaues der Fall ist.

Die Trennungs- oder Dehnungsfugen brauchen nur klein zu sein; es muß jedoch eine wirkliche Trennung durchgeführt sein. Eine wieder entfernbare Einlage von Pappe, Blech oder Brettern wird in vielen Fällen ihren Zweck erfüllen. Oft genügt schon eine Arbeitsunterbrechung, die so lange dauern muß, daß der eine Teil des Bauwerkes erhärtet oder zumindest abgebunden hat, wenn der nächste Teil angesetzt werden soll. Bei Stützmauern oder Uferverkleidungen kann man dies z. B. durch reihenweise oder schachbrettartige Ausführung erreichen.

Ordnet man größere Fugen an, so soll man ein bewegliches Zwischenstück, wie z. B. Wellblech, einschalten.

Bei Trägern über mehreren Feldern wird man durch Einfügen von eingehängten Trägern oder durch teilweise Anordnung von Kragträgern Gelenke einschalten, die gleichzeitig als Gleitfugen ausgebildet werden können, wie dies in Beispiel B I 1 gezeigt wurde.

Die Entfernung der Trennungsfugen richtet sich nach der Konstruktionsart. Man lege sie dorthin, wo sie organisch hingehören.

Handelt es sich um Dehnungsfugen, so wird man eine gewisse Mindestentfernung einhalten müssen, sonst bilden sich Fugen in Form von Rissen von selbst. Es wurde der Versuch gemacht, die Entfernung

und die Größe der Fugen zu berechnen. Jeder Versuch dieser Art wird scheitern, weil wir das absolute Schwindmaß besonders an großen zu-

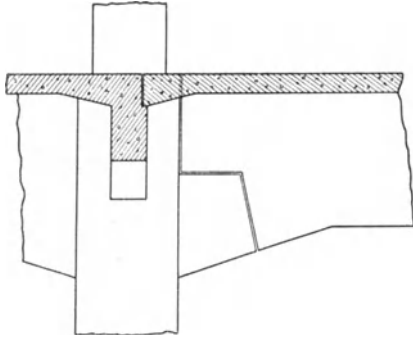


Fig. 68 a.

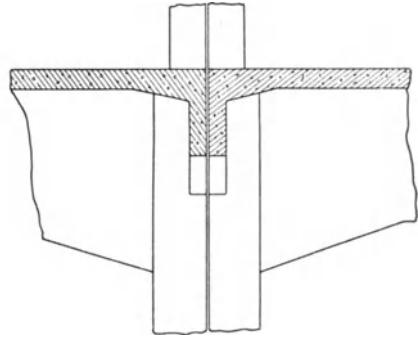


Fig. 68 b.

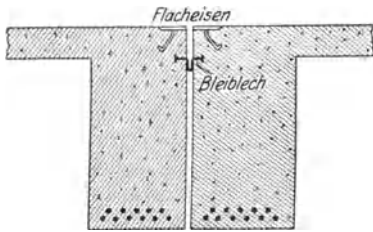


Fig. 68 c.

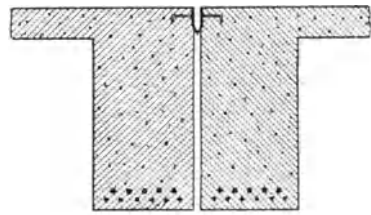


Fig. 68 d.

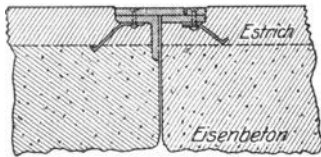


Fig. 68 e.

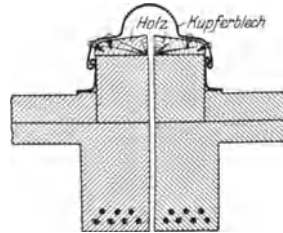


Fig. 68 f.

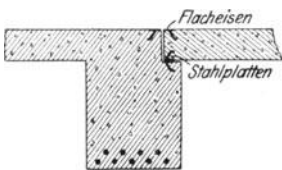


Fig. 68 g.

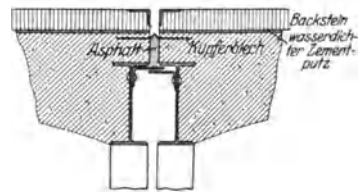


Fig. 68 h.

sammenhängenden Bauwerken nicht einwandfrei angeben können. Was wir kennen, sind die Schwindmaße an kleinen Laboratoriumskörpern, die uns sehr wohl den Einfluß verschiedener Betonmischungen und

der Eiseneinlagen verhältnismäßig angeben können. Wir kennen ferner die Temperaturendehnungszahlen verschiedener Betonmischungen. Zur einwandfreien Berechnung der notwendigen Größe oder gar Entfernung der Dehnungsfugen genügen diese Angaben nicht. Man wird demnach gewisse Erfahrungen verwerten müssen.

Bei Hochbauten, die ganz freistehen, soll man die Entfernung der Dehnungsfugen etwa 20 m voneinander anordnen.

Im Wasserbau wird man zu erwägen haben, daß jede Fuge eine schwache Stelle für das Dichthalten wird. Andererseits darf man nicht übersehen, daß sowohl der Einfluß der Erhärtung wie der Temperatur auf die Längenänderungen des Betons geringer ist bei Bauwerken, die immer unter Wasser stehen, als an der Luft.

Von diesem Gesichtspunkte aus wird man die Entfernung etwas größer halten können als bei Hochbauten.

Bei Stützmauern hat man die Dehnungsfugen schon bis auf 5 m Entfernung gelegt, da sie hier in der Regel nicht stören und leicht auszuführen sind.

Allgemein wird man die Entfernung der Dehnungsfugen größer machen können bei Bauwerken, bei denen durch gründliches Naßmachen in der ersten Zeit nach der Herstellung die durch das Schwinden hervorgerufenen Anfangsspannungen verringert werden können.

Die konstruktive Ausbildung der Fugen ist verschieden je nach dem Zweck. Während im Wasserbau eine Wasserdichtigkeit der Fuge auch gegenüber erheblichen Wasserdrücken vorhanden sein soll, genügt z. B. bei Deckenkonstruktionen des Hochbaues eine bedingte Wasserundurchlässigkeit. Bei Stützmauern kann meist durch eine besondere Entwässerung auf wasserdichte Fugen verzichtet werden. Ferner ist zu unterscheiden zwischen Fugen in aufgehendem Mauerwerk und in liegenden Bauteilen (Decken, Fahrbahnplatten von Brücken).

Einige Beispiele aus dem Hochbau zeigen Fig. 68a bis h.

Fig. 68a zeigt eine Dehnungsfuge durch eine Eisenbetondecke. Zur Vermeidung der Teilung der Säulen weicht die Fuge den Säulen aus. Fig. 68b zeigt wieder eine Dehnungsfuge durch eine Eisenbetondecke. Die Fuge ist aber dieses Mal durch die Mitte von Säule und Nebenunterzug geführt, diese halbierend.

Die Fig. 68c bis e zeigen einige Ausbildungen von Dehnungsfugen durch Unterzüge bei Eisenbetondecken.

Bei Fig. 68c sind die Fugenkanten geschützt durch Flacheisen. Zur Verhinderung des Durchrinnens von Wasser durch die Fuge ist ein Bleiblech einbetoniert, das wegen seiner Form die Bewegungen der Deckenteile, ohne zu zerreißen, mitmachen kann.

Die Fugenkanten können auch durch Bleiplatten besäumt werden,

die, ohne die Bewegung der Deckenteile zu hindern, gleichzeitig das Durchlaufen von Wasser durch die Fuge vereiteln (Fig. 68d).

Ein Winkeleisen und zwei Flacheisen schützen die Fugenkanten und halten Schmutz vollkommen, Wasser teilweise ab (Fig. 68e).

In Fig. 68f ist eine Dehnungsfuge durch einen über die Dachhaut geführten Eisenbeton-Dachbinder dargestellt. Eine Kupferblechabdeckung schützt gegen Regenwasser.

Die Dehnungsfuge in Fig. 68g geht nur durch die Platte einer Eisen-

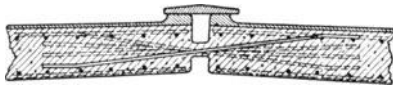


Fig. 69 a.

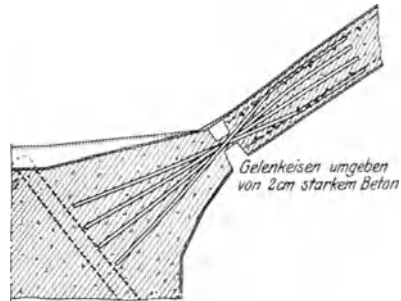


Fig. 69 b.

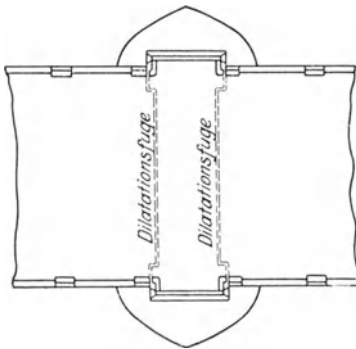
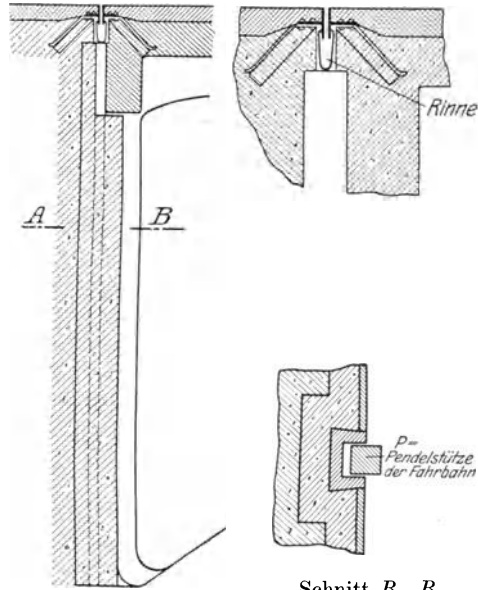


Fig. 69 c.



Schnitt B—B.

betondecke. Eine Teilung des Unterzugs ist vermieden. Die Gleitflächen an Platte und Unterzug sind durch Stahlplatten hergestellt. Zwei Flacheisen schützen die oberen Fugenkanten gegen Beschädigung.

Fig. 68h zeigt eine Dehnungsfuge in einem Betonkappengewölbe. Durch Asphalt und Kupferblech ist der Wasserdurchtritt verhindert. Winkeleisen schützen die Fugenkanten.

Wo im Hochbau Dehnungsfugen in Mauern zu legen sind, können diese Fugen nach dem Prinzip der Fig. 70 a—c ausgebildet werden.

Einige Beispiele aus dem Brückenbau:

Fig. 69a zeigt die Scheitelgelenkfuge des Trägers einer Dreigelenkeisenbetonbrücke. Die durch das Gelenk gehende Bewehrung ist zur Vermeidung des Rostens mit ca. 2 cm starkem Beton umgeben. Die ganze Fuge ist gegen Wasser mit einem beweglichen Deckel abgedeckt.

Fig. 69b stellt das Kämpfergelenk derselben Brücke dar. Die Gelenkfuge ist ähnlich wie vorher ausgebildet.

Die Trennungsfuge in der Fahrbahn einer Eisenbetonbrücke¹⁾ zeigt Fig. 69c.

Die Fahrbahn ruht nicht auf dem oberen Teil des Pfeilers, sondern auf den federnden Pendelstützen *P*. Die Fugen trennen die Fahrbahn in die festen Fahrbahnteile über den Pfeilern und die beweglichen Fahrbahnteile über den Brückenbögen. Die Kanten der Dehnungsfugen selbst sind durch je zwei T-Eisen geschützt. In die Fuge eindringendes Wasser wird von der Rinne aufgenommen und nach der Seite abgeleitet.

Ein Beispiel aus dem Tiefbau zeigt Fig. 70a, die Dehnungsfuge in einer Stützmauer. Zur Vermeidung des Abgleitens des einen Mauerteils gegen den anderen greifen die Teile nut- und federartig ineinander. Dieselbe Figur zeigt auch eine Entwässerung, auf die schon früher hingewiesen wurde.

Beispiele aus dem Wasserbau.

Fig. 70b und c zeigen Dehnungsfugen in aufgehendem Mauerwerk ähnlich wie in 70a, jedoch sind besonders Vorkehrungen für die Wasserabhaltung getroffen.

In Fig. 70b hindert ein einbetoniertes rinnenartig geformtes Kupfer-

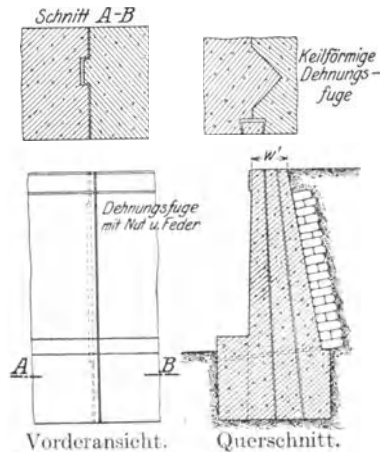


Fig. 70 a.



Fig. 70 b.

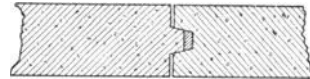


Fig. 70 c.

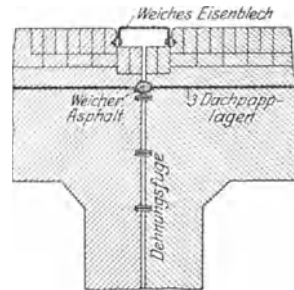


Fig. 70 d.

¹⁾ Bogenbrücke von Novéant, veröffentlicht von Schürch.

blech den Wasserdurchtritt durch die Fuge, während dies weniger glücklich durch einen Asphaltausguß in Fig. 70c der Nut versucht wird.

Handelt es sich um Dehnungsfugen in Baukörpern, die erhebliche Wasserdrücke auszuhalten haben, wie z. B. in Schleusen oder Kanalbrücken, so sind gegen das Eindringen des Wassers besondere Maßnahmen zu treffen.

Fig. 70d zeigt eine Möglichkeit der Ausbildung der Dehnungsfuge in einer Schleusenanlage. Das gesamte Mauerwerk ist durch eine dreifache Papplage isoliert.

Die Dehnungsfuge ist mehrfach gegen das Eindringen des Wassers geschützt. Den Hauptwasserdruck hat das Eisenblech an der Mündung der Fuge aufzunehmen. Geringes am Anschluß des Bleches an die Mauer eindringendes Wasser wird von dem Asphalt zurückgehalten, der sich vor der zur Ermöglichung der Fugenerweiterung ausgebogenen Papp-
lage befindet.

III. Richtlinien für Massen- und Kostenberechnungen von Eisenbetonbauten.

Das Veranschlagen und die Berechnung der Kosten von Eisenbetonbauten soll im Rahmen dieses Leitfadens nur so weit berührt werden, als es sich um Richtlinien handelt. Die eigentliche Aufgabe kann nur von dem in der Praxis wirkenden Ingenieur aus der Erfahrung unter Berücksichtigung der allgemeinen wirtschaftlichen Verhältnisse und unter steter Nachprüfung während der Ausführung der Bauwerke einwandfrei gelöst werden.

Wenn hier die Grundlagen für Kostenberechnungen besprochen werden, so geschieht dies nur, um die Grundbedingungen zusammenzufassen, die bei der Aufstellung eines wirtschaftlichen Entwurfs zu berücksichtigen sind.

Die erste Voraussetzung für eine richtige Kostenberechnung von Beton- und Eisenbetonbauten ist eine gute Massenberechnung auf Grund des Entwurfs.

Ein Beispiel für eine Massenberechnung zeigt nachfolgende Zusammenstellung für die unter B 1 durchgearbeitete durchlaufende T-Balkenbrücke:

Pos.	Gegenstand	Beton m ³	Eisen kg	Schalungen in m ³	
				Decken (Wände)	Säulen (Träger)
	A. Fahrbahntafel.				
1	Fahrbahnplatte: $(3 \cdot 22 + 28) \cdot 4,6 = 432,4 \text{ m}^2$; $d = 22 \text{ cm}$; $F_e (10 \text{ } \oslash \text{ } 11) = 9,5 \cdot 1,1 = 10,45 \text{ kg/m}^2$	95,20	4530	432,40	
2	Fußwegplatte: $(3 \cdot 22 + 28) \cdot 2 \cdot 1,4 = 263,2 \text{ m}^2$; $d = 30 \text{ cm}$; $F_e (8 \text{ } \oslash \text{ } 10) = 6,28 \cdot 1,1 = 6,9 \text{ kg/m}^2$	79,00	1815	263,20	
3	Versteifungsquerträger: 47 Stück je $4,6 + 2 \cdot 1,4 = 7,4 \text{ m}$ Länge = 348 lfd./m $40/50 \text{ cm}$; $F_e (7 \text{ } \oslash \text{ } 25) = 34,36 \cdot 1,2 = 41,3 \text{ kg/m}$	69,60	14 350,—		453,—
4	Geländer: $2 \cdot (3 \cdot 22 + 28) \cdot 1,1 = 207 \text{ m}^2$; $d = 10 \text{ cm}$; $F_e (8 \text{ } \oslash \text{ } 10) = 6,28 \cdot 1,0 = 6,3 \text{ kg/m}^2$	20,70	1 310,—	414,—	
		264,50	22 005	1 109,60	453,—
	B. Haupttragwerk:				
5	Mittlerer Längsträger: 2 Stück. $2 \cdot (3 \cdot 22 + 28) = 188 \text{ lfd. m}$. (Hierzu Fig. 32a, S. 269.) $0,5 \cdot 1,48 \cdot 22 + 0,5 \cdot 1,28 \cdot 22 + 0,5 \cdot 1,48 \cdot 28 +$ $+ 0,5 \cdot 1,38 \cdot 22 + (\text{Voutenzuschlag}) \left[\frac{5}{2} \cdot 0,6 + \right.$ $\left. + \frac{5}{2} \cdot 0,8 + \frac{5}{2} \cdot 0,8 + \frac{6}{2} \cdot 0,6 + \frac{6}{2} \cdot 0,6 + \right.$ $\left. + \frac{5}{2} \cdot 0,7 \right] \cdot 0,5 + (\text{Druckgurtzuschlag}) -$ $\left[1,3 \cdot \frac{5+5}{2} + 1,3 \cdot \frac{5+6}{2} + 1,3 \cdot \frac{6+5}{2} \right] \cdot 0,2 =$ $= 16,28 + 14,08 + 20,72 + 15,18 + 10,85 \cdot 0,5 +$ $+ 20,8 \cdot 0,2 = 75,85.$	151,70			660,—
	Nach der Eisenliste S. 299 ergibt sich das Gewicht der Längseisen: im 2. Feld zu $2324,1 \text{ kg}$ oder $\frac{2324,1}{22} = 103,2 \text{ kg/lfd. m}$ hierzu Bügel $\oslash 10$ alle 20 cm doppelt nach Fig. 32b: $2 \cdot 1,94 + 2 \cdot 0,30 = 4,48 = 4,5 \text{ m/St.}$ $2 \cdot 4,5 \cdot \frac{100}{20} = 45 \text{ m/lfd. m} \cong \frac{27,8 \text{ kg/lfd. m}}{\text{insgesamt: } 131,0 \text{ kg/lfd. m}}$		5 770,—		
	zu übertragen	416,20	27 775,—	1 109,60	1 113,—

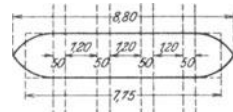
Pos.	Gegenstand	Beton m³	Eisen kg	Schalungen in m³	
				Decken Wände	Säulen (Träger)
	Übertrag:	416,20	27 775,—	1109,60	1113,60
	im 3. Feld zu 3717,0 kg oder $\frac{3717,}{28} = 132,0 \text{ kg/lfd. m}$ hierzu Doppelbügel $\varnothing 10$ alle 20 cm wie oben $\frac{27,8}{\text{„}}$ insgesamt $\frac{160,4 \text{ kg/lfd. m}}$		9000,—		
	Die Massenkoeffizienten für die Längs- eisen ohne Bügel ergeben sich demnach: im 2. Feld zu: $F_e = 79,52 \cdot 1,3 = 103,2 \text{ kg/lfd. m}$. im 3. Feld zu: $F_e = 143,13 \cdot 0,926 = 132,6 \text{ kg/lfd. m}$.				
	Wir wählen für die beiden Endfelder einen Massenkoeffizienten von 1,0 und erhalten da- mit für das 1. Feld: $F_e = 143,13 \cdot 1,0 = 143,13$ für Doppelbügel $\varnothing 10$ alle 20 cm $\frac{27,8}{\text{„}}$ insgesamt $\frac{170,93 \approx 171}{\text{kg/lfd. m}}$		7 500,—		
	das 4. Feld: $F_e = 130,57 \cdot 1,0 = 130,57$ für Doppelbügel $\varnothing 10$ alle 20 cm $\frac{27,8}{\text{„}}$ insgesamt $\frac{150,37 \approx 158,4}{\text{kg/lfd. m}}$		6 980,—		
6	Äußere Längsträger oder Randträger: 2 Stück (nach Fig. 39c). $0,5 \cdot 1,7 \cdot 22 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 22 + 0,5 \cdot 1,7 \cdot 28 + 0,5 \cdot 1,6 \cdot 22 +$ $+ 10,85 \cdot 0,5 + \frac{20,8}{2} \cdot 0,2 = 18,7 + 16,5 + 23,8 +$ $+ 17,6 + 5,43 + 2,08 = 84,11 \text{ cbm/Stück}$	168,25			752,—
	Mit den Massenkoeffizienten wie bei den inneren Längsträgern erhalten wir: für das 1. Feld: $F_e = 118,0 \cdot 1,0 = 118,0 \text{ kg/lfd. m}$ d. Bügel $\varnothing 10$ alle 20 cm $2 \cdot 2,24 +$ $+ 2 \cdot 0,30 = 5,08 \cdot 2 = 10,16 \text{ m}$ $10,16 \cdot \frac{100}{20} = 50,8 \text{ m/lfd. m} = \frac{31,3}{\text{„}}$ insgesamt $\frac{149,3 \text{ kg/lfd. m}}$		6 580,—		
	für das 2. Feld: $F_e = 79,52 \cdot 1,3 = 103,2 \text{ kg/lfd. m}$ Doppelbügel $\varnothing 10$ alle 20 cm $\frac{31,3}{\text{„}}$ insgesamt $\frac{134,5 \text{ kg/lfd. m}}$		5 920,—		
	für d. 3. Feld: $F_e = 127,23 \cdot 0,93 = 118,4 \text{ kg/lfd. m}$ Doppelbügel $\varnothing 10$ alle 20 cm $\frac{31,3}{\text{„}}$ insgesamt $\frac{149,7 \text{ kg/lfd. m}}$		8 400,—		
	zu übertragen	584,45	72 155,—	1 109,60	1 865,—

Pos.	Gegenstand	Beton m³	Eisen m/kg	Schalungen in m³	
				Decken (Wände)	Säulen (Träger)
	Übertrag: für das 4. Feld: $F_e = 118,0 \cdot 1,0 = 118,0 \text{ kg/lf. m}$ Doppelbügel $\varnothing 10$ 31,3 „ insgesamt 149,3 kg/lf. m	584,45	72 155,—	1 109,60	1 865,—
7	Zuschlag für Pos. 5 und 6 für die Querbewehrung des Druckgurtes bei den Vouten über 3 Stützen mit Eisen $\varnothing 12 \text{ cm}$ pro Voute 20 Stück à $(4,6 + 2 \cdot 0,5) \text{ m}$ $3 \cdot 20 \cdot 5,6 = 336 \text{ cm} \hat{=} 0,888 \text{ kg}$ Eisenbetonmassen des Überbaues: Beton rd. 585 cbm, Eisen 79,04 t, Deckenschaltung 1 110 m² Trägerschaltung 1 865 m².		6 580,— 300,—		
8	1 festes Lager bei Stütze III (nach Fig. 40 b) à 785 kg				785,—
9	4 bewegliche Lager bei Stütze I, II (nach Fig. 40 a) à 966 kg				3 864,—
Eigengewicht der Lager insgesamt					4 649 = 4,65 t

C. Pfeiler: 5 Stück.

1. Ausführung als massiver Pfeiler mit Eisenbetonpfählen.

An Stelle der zugespitzten Pfeiler nehmen wir zur Massenermittlung einen Rechteckquerschnitt an, wie er nebenstehend gezeichnet ist. Es ergibt sich damit und auf Grund der in Fig. 40e aufgezeichneten Querschnittsausbildung nachstehende Betonmasse für einen Strompfeiler:



$$\left[\frac{1,8 + 2,2}{2} \cdot 5,0 \right] \cdot 7,75 + 2,5 \cdot 2,5 \cdot 8,45 = 77,5 + 53,0 = 130,5 \text{ m}^3/\text{Stck.}$$

$$\text{Schalung: } 97,5 + 54,75 = 152,25 \text{ m}^2.$$

Außerdem sind nachfolgend angegebene lfd. m Eisenbetonpfähle mit dem in Fig. 40f aufgezeichneten Querschnitt $\frac{8,45}{1,7} \cdot 6 = 30 \text{ Stck.}$

a 7,0 m = 210 lfd. m Pfahl/Stck.; 15,5 m³. (Stck. 1500 kg Stabeisen; 2700 kg Umschnürung; 202 m² Schalung).

2. Ausführung als Pfahljoch (siehe Fig. 40 g).

a) Eisenbetonverbindungsträger: $1,8 \cdot 1,0 \cdot 7,75 = 14,0 \text{ m}^3/\text{Stck.};$

$F_e = 18 \cdot 7,75 = 140 \text{ lfd. m } \varnothing 20 = 140 \cdot 2,466 = 346 \text{ kg/Stck.};$

Schalung $(3,8 \cdot 7,75) = 29,5 \text{ m}^2.$

Außerdem sind Eisenbetonpfähle mit dem in Fig. 40f gegebenen Querschnitt von folgender Länge erforderlich:

$$\frac{7,75}{1,7} \cdot 8 = 40 \text{ Stck. a } 14 \text{ m} = 560 \text{ lfd. m Pfahl/Stck.}; 41,3 \text{ m}^3.$$

(Stück: 3980 kg Stabeisen; 7180 kg Umschnürung; 538 m² Schalung.)

Massen für den lfd. m Pfahl:

Nach S. 312 ergibt sich der Betonquerschnitt des Pfahles zu $F = 738 \text{ cm}^2 = 0,0738 \text{ m}^2$ und demnach die Betonmasse für den stgd. m Pfahl $= 0,0738 \cdot 1,0 = 0,0738 \text{ m}^3/\text{stgd. m}$; das Eisengewicht ergibt:

für Längseisen $8 \varnothing 12 \text{ stgd. m} = 8 \cdot 0,888 = 7,104 \text{ kg/stgd. m}$,
für Umschnürung ist für den stgd. m Pfahl eine Bewehrung von $\varnothing 10$
in der Gesamtlänge von 20,7 m erforderlich, demnach ein Gewicht

$$20,7 \cdot 0,617 = 12,8 \text{ kg/stgd. m.}$$

$$\text{Schalung } 8 \cdot 0,12 = 0,96 \text{ m}^2/\text{stgd. m.}$$

Zu diesem Beispiel einer Massenberechnung¹⁾ ist folgendes zu bemerken:

Allgemein rechnet man bei Bauteilen aus Beton oder Eisenbeton nach Flächen- oder Rauminhalten und nach Stücken, ersteres z. B. bei Decken, letzteres z. B. bei Pfählen, Brunnen und Senkkästen.

Bei mehrgeschossigen Hochbauten rechnet man Stützen und Pfeiler im untersten Geschoß von der Aufstandsfläche einschließlich Pfeilerfüßen bis zur Oberkante der Decke. In den oberen Geschossen rechnet man die Länge von Oberkante bis Oberkante Decke.

Die Decken werden im lichten Flächenausmaß des überdeckten Raumes, die Träger in ihrer ganzen Länge gerechnet.

Aussparungen, Herstellung von Durchbrüchen für Leitungen, Verankerungen usw. werden in der Regel bei der Massenberechnung nicht berücksichtigt; sie werden als Tagelohnarbeiten gerechnet.

Putzarbeiten, Fußbodenbelege werden in Flächenausmaßen gerechnet, wenn sie bei der Berechnung der Kosten nicht als Zuschläge zu den Deckenpreisen berücksichtigt werden.

Auf Grund der Massenberechnung lassen sich die Kosten des Bauwerkes berechnen, die sich zusammensetzen aus:

a) Allgemeine und besondere Unkosten. Sie werden in Form eines Zuschlages auf die gesamten Herstellungskosten — Arbeitslohn und Materialkosten — berücksichtigt.

¹⁾ Eine Reihe von sehr lehrreichen Beispielen von Massenberechnungen mit allen Einzelheiten und Erläuterungen enthält das Buch von: Kleinlogel, Veranschlagen von Eisenbetonbauten, Verlag Ernst & Sohn.

Die Höhe dieses Zuschlages ist sehr veränderlich und richtet sich nach der Größe und der Art der Führung des Unternehmens und nach den Lohn- und allgemeinen wirtschaftlichen Verhältnissen.

Die allgemeinen Unkosten setzen sich zusammen aus Miete oder Verzinsung, dem Betrieb und der Unterhaltung von Magazinen und Lagerplätzen und den Werkstätten, aus der Abnutzung von Werkzeugen und Maschinen, aus der Unterhaltung der Geschäftsräume, dem Bureaubetrieb, alle Arten von Versicherungen, Steuern und andere Geschäftsunkosten. (So wurde in Baden Ende 1919 die Höhe des Zuschlages auf Arbeitslöhne und Material auf rd. 23% ermittelt.)

Besondere Unkosten umfassen alle örtlichen Unkosten, die mit der Vorbereitung und Ausführung jedes einzelnen Bauwerks.

b) Materialpreise: Diese sind in unserer Zeit sehr großen Schwankungen unterworfen.

Bei Beton ist vorerst das Mischungsverhältnis für die einzelnen Bauteile zu bestimmen. In welcher Weise die losen Mengen der Mischbestandteile ermittelt werden, ist bereits besprochen worden.

Der Preis für Zement wird für 100 kg (oder 10 t) frei Bahn berechnet, wobei der Zement in Säcken von 50 kg oder 85 kg oder in Fässern von 170 kg Brutto versandt wird. Das Raumgewicht, mit 1200—1400 kg/m³ gerechnet, ergibt bei einem 10-t-Wagen 8,35 bzw. 7,15 m³ Zement. Zu diesen Kosten, die jeweils bekanntgemacht werden, kommen die Kosten für das Ausladen, die Anfuhr zur Baustelle, das Abladen, die Aufbewahrung und Sackverlust.

Der Preis für die Zuschlagstoffe (Sand, Kies, Steinschlag usw.) wird bei Bahnanfuhr ähnlich wie bei Zement berechnet. In der Regel wird hier der Preis pro m³ angegeben. Das Raumgewicht der Zuschlagstoffe ist von 800 kg (Bimskies) bis 1600 kg/m³ und mehr bei Kiessand.

Für das jeweils vorgeschriebene Mischungsverhältnis des fertigen Betons sind die erforderlichen Mengen des Zements in kg und des Zuschlagmaterials in m³ bekannt. Die Kosten bestimmen sich aus den entsprechenden Einheitspreisen.

Bei den Eisenpreisen hat man zu unterscheiden, ob es sich um normale Querschnitte und Längen handelt. Für stärkere und schwächere Querschnitte sowohl als für abnorme Längen kommen Preiszuschläge.

Die Menge des Eisens wird in kg/m² oder in kg/m³ Beton angegeben. Zu dem Einheitspreis auf der Baustelle, der wie bei dem Zement berechnet wird, kommt ein Zuschlag für das Biegen und Verlegen in die Schalung und für den Bindedraht.

Die Kosten für das Holz werden bei Schalholz für m², bei Kantholz für m³, bei Stangen für Stützen und Sprießen für 1 lfd. m oder für Stück berechnet. Als Schalholz verwendet man Stärken von 18—30 mm.

Die Schalungskosten setzen sich zusammen aus den Arbeitslöhnen für Zuschneiden und Aufstellen, dem Holzverbrauch bei der Annahme einer etwa drei- bis viermaliger Verwendung, dem Holzverschleiß oder -abfall und dem Verbrauch an Nägeln, Klammern usw.

Bei Wiederverwendung des Holzes kommen noch die Kosten für das Reinigen und den Abtransport hinzu.

c) Arbeitslöhne einschließlich einem Zuschlag für Arbeiterversicherung und Aufsicht.

Bei der Berechnung der Kosten aus Arbeitslöhnen bei einem Bauwerk ist es wesentlich, die Arbeitsleistung pro Stunde zu kennen. Es braucht wohl nicht erst hervorgehoben zu werden, daß diese von den allgemeinen Lebensverhältnissen abhängig ist. Eine allgemeine Norm läßt sich hier kaum angeben, wenn man bedenkt, wie sehr die Art und Lage des Bauwerks und die Zeit von Einfluß sind. Immerhin mögen hier einige Angaben gemacht werden, wie sie dem Verfasser von einer gut geleiteten Bauunternehmung Ende des Jahres 1920 zur Verfügung gestellt wurden.

Ein Arbeiter leistet pro Arbeitsstunde annähernd:

- ca. 0,35 m³ Erdaushub bis zu 2 m Tiefe ohne Verkarren,
- „ 0,10 m³ Betonmauerwerk mischen und stampfen,
- „ 0,40 m² bei 10 cm starken Kellerböden mit Feinschicht,
- „ 0,05 m³ Eisenbeton für Erdgeschoßdecken,
- „ 0,03 m³ „ „ obere Stockwerke und Stützen einschließlich Handmischung; bei Maschinenmischung die doppelte Leistung,
- ca. 0,10 m³ Eisenbeton bei gewöhnlicher Ausführung,
- „ 0,06 m³ „ „ schwierigen Arbeiten.

Vorhalten der Mischmaschine einschließlich Kraftmaschine ist dabei besonders zu rechnen.

- „ 1,00 m² Zementstrich,
- „ 0,50 m² geglätteten Zementverputz,
- „ 0,60 m² abgeriebenen Verputz,
- „ 1,30 m² Wandverputz in Schwarzkalkmörtel, 1,5 cm stark,
- „ 10 kg Rundeisen biegen,
- „ 10 kg „ verlegen,
- „ 5 kg „ warm biegen,
- „ 5 kg Umschnürungseisen biegen,
- „ 5 kg „ flechten,
- „ 0,40 m² gewöhnliche Deckenfelder einschalen,
- „ 0,30 „ Einschalung von Balken, Fensterstürzen u. dgl.

Bei schwierigen Einschalungen und Decken der oberen Geschosse ermäßigt sich die Leistung bis auf die Hälfte.

(Im Zusammenhang mit diesen Angaben sei auf die im Foersterschen Taschenbuch für Bauingenieure von Dr.-Ing. Max Mayer bearbeitete, lesenswerte Abhandlung über „Betriebswissenschaft“ hingewiesen. Dort findet man sehr wertvolle Angaben über die auf Grund einer wirtschaftlichen Betriebsführung ermittelten Arbeitsleistungen von verschiedenen Bauarbeiten und im besonderen von Beton- und Eisenbetonarbeiten.)

Die Gesamtkosten erhält man, in dem man den Gewinn zuschlägt, der in Hundertteilen der gesamten Bausumme je nach der Größe und dem Umfang der Arbeit ausgedrückt wird.

Über das Verhältnis der Arbeitslöhne zu Materialkosten, das für die Wirtschaftlichkeit von Eisenbetonbauwerken wichtig ist, schwanken die Angaben entsprechend den Schwankungen der Einzelkosten. Dieses Verhältnis war z. B. Ende 1920 etwa 40% Arbeitslohn zu 60% Materialpreise.

IV. Eisenbetonbau und Architektur.

Seit Langem ist der Bauingenieur bestrebt, aus der Einfachheit und Selbstverständlichkeit des Konstruktionsgedankens die Grundlagen zu einer einfachen Formgebung zu schaffen. Mit der Einführung des Eisenbetonbaues sind dem Architekten neue Probleme aufgeworfen worden, die er leider bisher nicht immer in allen Möglichkeiten zur Einführung einer neuen, einfachen Stilform genutzt hat, wie dies die Zeit erfordert.

Zwei Arbeiten haben sich mit der Entwicklung der Architektur im Beton- und Eisenbetonbau befaßt, aus denen im Nachstehenden¹⁾ kurz berichtet werden soll. Beiden Arbeiten, von denen eine sich im besonderen mit Hochbauten befaßt, bieten für den Eisenbetonbauten entwerfenden Ingenieur mancherlei wertvolle Anregungen.

Mecenseffy geht davon aus, daß die Formen des Beton- und Eisenbetonbaues entweder aus fertigen, angelieferten Kunststeinen oder in entsprechenden Schalungen an Ort und Stelle gebildet werden. Die letztgenannte Art lege dem Architekten jedoch Beschränkungen auf. Während durch besondere Einlagen in der Schalung einfache Musterungen möglich sind, sind Gesimse und Horizontalgliederungen in der Schalung schwierig auszuführen. Vorsprünge, wie Platten und offene Balkone können dagegen beliebig weit vorgeführt werden.

In einem Vergleich von Eisenbeton mit Holzfachwerk weist M. darauf hin, daß die Ecken ähnlich ausgesteift seien wie bei Eisenbeton. Hierzu

¹⁾ Mecenseffy, Die Kunstformen des Eisenbetonbaues im Handbuch für Eisenbetonbau, und O. C. Hering, Concrete and stucco-houses, nach einem Referate von Dipl.-Ing. Kraetz.

ist zu bemerken, daß bei einem Eisenbetontragwerk die Wirkung des räumlichen Fachwerkes weit mehr in Erscheinung tritt und daß die starre Einspannung der einzelnen Stäbe an den Knoten durch die Konstruktion weit stärker zum Ausdruck kommt als bei Holz. Ferner ist zu beachten, daß bei Eisenbeton alle Verbindungsglieder des Holzes fehlen, und daß zwischen Zug- und Druckgliedern ein größerer Unterschied besteht als bei Holzkonstruktionen.

Eine gewisse Ähnlichkeit besteht bei Fachwerksbauten aus Holz und Eisenbeton. Die Ausfüllung der Fachwerksfelder mit Ziegelsteinen kann in beiden Fällen farblich stark ausgenutzt werden.

Bezüglich der Deckenausbildung, die für die Raumwirkung entscheidend ist, führt M. an, daß bei Eisenbetondecken die Durchdringung von Balken und Unterzügen und damit eine natürliche Kassettenbildung möglich ist, wodurch die Decke abwechslungsreich gestaltet werden kann. Bei Räumen mit anderen als rechteckigen Formen kann man die Rippenbalken beliebig austeilen. Die Herstellung glatter Decken, von Hohlkehlen zwischen Decken und Wänden ist einfach, Abfasungen von Kanten führt man schon aus dem einfachen Grunde aus, weil scharfe Kanten nicht leicht sauber auszuführen sind.

Die Anwendung von Bogen im Hoch- und im Brückenbau ist schon auf die ersten Anfänge des Eisenbetonbaues zurückzuführen, weil die leichte Anpassung des Eisenbetons an jede Bogenform durch eine entsprechende Schalung keine Schwierigkeiten macht.

Eine besonders gute Wirkung läßt sich durch die schwachen Eisenbetonrippen bei Oberlichtern von Hallen und verglasten Kuppeln erzielen.

Wenn M. andererseits hervorhebt, daß gotische Rippen bei der Herstellung der Widerlager Schwierigkeiten bereiten, so sei darauf verwiesen, daß Eisenbetonkonstruktionen kaum gotische Formen vertragen.

Die Anwendung des Betons und Eisenbetons zu Treppen bietet zwei Konstruktionsmöglichkeiten: Entweder einzelne tragende Kunststeine oder an Ort und Stelle gefertigte Eisenbetonstufen. Letztere ermöglichen größere Spannweiten und Lauflängen und jede Art von Formgebung.

Brüstungen und Geländer aus Eisenbeton ermöglichen schlanke Formen und größere Stabilität. Bei Brückenbauten kann dadurch vollständige Einheitlichkeit des Materials und das Bild eines vollständig geschlossen wirkenden massiven Körpers zum Ausdruck kommen.

Ferner weist M. darauf hin, daß bei offenen Hallenbauten, wie Bahnsteighallen, die Pfeilerquerschnitte in Kreuzform sehr wirksam zu glücklichen Verhältnissen in den Hauptabmessungen führen. Bekannt sind auch die günstigen Wirkungen bei Wassertürmen, Aussichtstürmen und hohen Fabrikschornsteinen aus Eisenbeton, besonders wenn in

den ersten beiden Fällen ein Querschnitt vorhanden ist, der von der langweiligen Zylinderform abweicht.

Was den äußeren Schmuck eines Bauwerks betrifft, der vielfach noch überschätzt wird, so wird auf die Putzbehandlung der Oberfläche verwiesen, die allerdings kostspielig und nicht natürlich ist. Vorsatzbeton braucht sorgfältig gehobelte Schalung.

Ein nasses Abbürsten der Oberflächen mit Stahlbürsten, Sandstrahlgebläse oder Abwaschen mit verdünnter Säure verbessert vielfach das Aussehen.

Sehr wertvolle Anregungen für die Behandlung der Oberflächen enthält das Buch von O. C. Hering. Er verwirft eine vollständig gleichmäßige Behandlung des Putzes und weist darauf hin, daß ein Putz oft erst nach Jahren wirksam wird, wenn er verwittert ist. Dieses und andere Mittel sollen die kalte, leblose Masse des Betons beleben.

Als sehr wirksam wird empfohlen rauhe Wände zwischen glatten Architekturgliedern, wie Bänder, Architrave, Konsolen und Pfeiler.

Auch wird die Verwendung farbiger Zusätze bei der notwendigen Vorsicht sowohl bei Vorsatzbeton wie bei Putz empfohlen. In beiden Fällen ist die Beseitigung der Schalungsfugen unerlässlich, was nicht immer leicht ist. Der eine Weg besteht darin, die äußere Zementhaut möglichst innerhalb der ersten 24 Stunden nach der Erhärtung wegzubürsten, solange der Beton noch frisch ist. Wo dies nicht möglich ist, muß die Oberfläche handwerklich bearbeitet werden.

Schließlich weist Hering auf die gute Wirkung hin, die erzielt wird, wenn man einen Eisenbetonbau in seinem anatomischen Aufbau aus Pfeilern, Stützen und Trägern nach Außen in Erscheinung treten läßt, unter Einführung von Ornamentationen an besonders hervorgehobenen Stellen. Hier hilft auch vielfach das Hervorheben der füllenden Teile durch besondere Farben, wie dies z. B. durch Ausmauerung mit Backsteinen schon erreicht werden kann.

Eine materialgerechte Behandlung des Eisenbetons verlangt unter allen Umständen die Vermeidung von bildhauerischen Nachahmungen und von Fugenteilungen bei Bauteilen, die aus einem Guß hergestellt werden.

Fragen wir uns, welche Grundsätze bei der architektonischen Ausgestaltung von Eisenbetonbauten befolgt werden sollten, so wäre in erster Linie darauf hinzuweisen, daß jede Nachahmung der bei Holz- und Eisenbauten wirksamen Formen vermieden werden sollte.

Eine Vereinigung von verschiedenem Material bei einem Bauteil, wie es noch manchmal empfohlen wird, dürfte selten konstruktiv und noch weniger schön sein.

Die Anwendung von starken Farben durch Zusatz von farbigem Gestein, die Unterbrechung großer Flächen mit Mosaik oder Keramik-

platten, beides sind Mittel, die im Rahmen des Materials starke Wirkungen auszulösen vermögen, wie sich dies an alten Bauwerken zeigt, die noch farbig erhalten sind.

Jede Art von Verkleidung mit Holz, Stuck, Granit, Marmor u. a. sollte vermieden werden. Man sollte sich bemühen, die Konstruktion

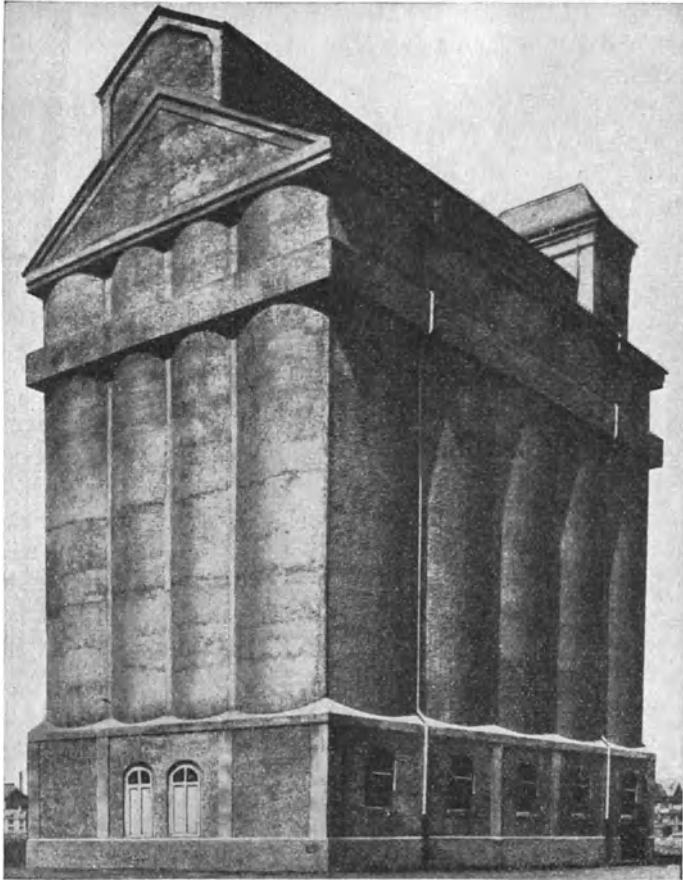


Fig. 71 a. Ansicht eines Getreidesilos.

in ihren natürlichen Verhältnissen unter Bearbeitung der Außenflächen wirken zu lassen. Wir sollten uns bemühen, die Form aus der Konstruktion abzuleiten und nicht die Konstruktion irgend einer angenommenen oder gesuchten Form anzupassen.

Zwei Beispiele, die in diesem Buche besprochen wurden, zeigen, wie durch den bloßen Ausdruck des Konstruktionsgedankens Bau-

werke entstanden sind, die als stilgerecht und schön anzupsprechen sind.

Beispiel I in Fig. 71a zeigt den unter A IV bearbeiteten Getreidesilo in Frankfurt a. M. Die gewölbten Zellenwände, die äußerlich ebenso in Erscheinung treten, wie der über die Zellen als besonderer Dachaufsatz hervorgehobene Bedienungsgang und der Unterbau, darüber eine einfache Dachform als Abschluß. Hier drückt sich der ganze Konstruktionsgedanke in einfachen Formen aus, die außerdem architektonisch wirksam sind.

Fig. 71b stellt das unter B II 3 besprochene Beispiel einer mehrstieligen Rahmenbrücke dar. Hier ist keine unschöne Verkleidung vorhanden.

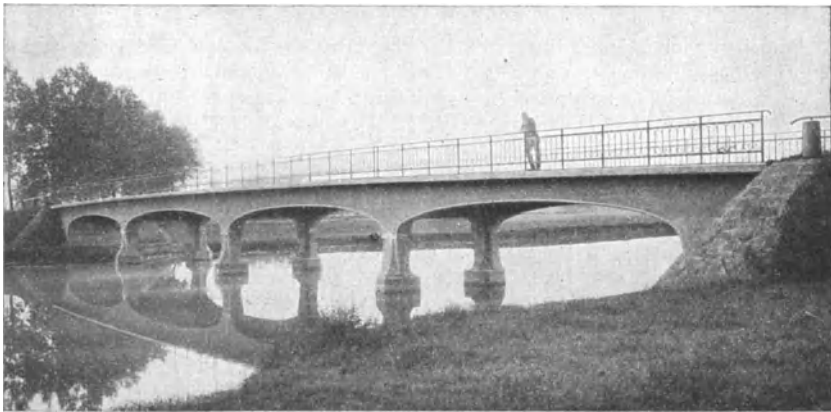


Fig. 71 b. Mehrstielige Rahmenbrücke.

Die nackte Konstruktion, wie sie sich aus dem Entwurf ergeben hat, ist es, die durch ihre Einfachheit zur Wirkung kommt.

Es könnten noch eine ganze Reihe von Beispielen angeführt werden, die den Beweis erbringen, daß man im Eisenbetonbau ohne Nachahmungen von Holz-, Stein- oder Eisenbauten schöne, wirksame Formen gefunden hat.

Die neuen Verwaltungs- und Bureaubäude, die Wohnsiedlungen, die Brücken- und andere Ingenieurbauten der nächsten Zeit werden dem Bauingenieur und Architekten reichlich Gelegenheit bieten, durch verständnisvolles Zusammenarbeiten, für den Eisenbeton nach einer einfachen, materialgerechten und schönen Stilform zu suchen.

Anhang I.

Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton. (Vom 13. I. 1916.)

Vorbemerkung.

Bauleitung und Ausführung von Eisenbetonbauten fordern eine gründliche Kenntnis dieser Bauweise. Daher darf der Bauherr nur solche Unternehmer damit betrauen, die diese Kenntnis und eine sorgfältige Ausführung gewährleisten. Den Nachweis dafür fordere man (vgl. BGB. § 831). Ebenso darf der Unternehmer als verantwortliche Bauleiter von Eisenbetonbauten nur solche Persönlichkeiten heranziehen, die diese Bauart gründlich kennen; zur Aufsicht der Arbeiten sind nur geschulte Poliere oder zuverlässige Vorarbeiter zu verwenden, die bei Eisenbetonbauten schon mit Erfolg tätig gewesen sind.

Es empfiehlt sich, Teil I dieser Bestimmungen und den Anhang auf jeder Baustelle aufzuhängen.

Teil I. Allgemeine Vorschriften.

§ 1. Geltungsbereich.

Die Bestimmungen sind für alle Bauausführungen maßgebend, bei denen Beton in Verbindung mit Eisen derart verwendet wird, daß beide Elemente in gemeinsamer Wirkung zur Übertragung der äußeren Kräfte nötig sind.

§ 2. Bauvorlagen.

1. Für ein Bauwerk, das ganz oder zum Teil aus Eisenbeton hergestellt werden soll, sind zur baupolizeilichen Prüfung Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, woraus zu ersehen sind: die Gesamtanordnung, die Belastungsannahmen, die Querschnitte der einzelnen Teile, die genaue Gestalt und Lage der Eiseneinlagen, der Bewegungsfugen u. dgl., ferner Art, Ursprung und Beschaffenheit der Baustoffe, die zum Beton verwendet werden sollen, ihr Mischungsverhältnis (vgl. § 6) und die gewährleistete Druckfestigkeit¹⁾ des Betons nach 28- oder 45-tägiger Erhärtung (vgl. § 18, Ziff. 1 u. 2).

2. Die statischen Berechnungen müssen die Sicherheit des Bauwerkes nach diesen Bestimmungen in übersichtlicher und prüfbarer Form nachweisen.

3. Bei noch unerprobter Bauweise kann die Baupolizeibehörde die Zulassung abhängig machen vom Ausfall von Probeausführungen und Belastungsversuchen. Diese Belastungsversuche sind bis zum Bruche durchzuführen.

4. Auf Anfordern sind Proben der Baustoffe beizufügen.

¹⁾ Unter Druckfestigkeit ist hier und im folgenden die Druckfestigkeit von Würfeln zu verstehen, die nach den „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ angefertigt und geprüft worden sind.

5. Die Vorlagen haben zu unterschreiben der Bauherr, der Entwurfsverfasser und vor dem Beginn der Arbeiten auch der ausführende Unternehmer. Wird die Ausführung einem anderen Unternehmer übertragen, so ist dies der Baupolizeibehörde sofort mitzuteilen.

§ 3. Vorläufiger Festigkeitsnachweis.

Der Unternehmer ist verpflichtet, auf Anfordern der Baupolizeibehörde vor Baubeginn den Nachweis zu bringen, daß die Mischungen mit den Baustoffen und bei der für den Bau in Aussicht genommenen Verarbeitungsweise die gewährleistete Druckfestigkeit¹⁾ ergeben.

§ 4. Bauleitung.

Der Name des verantwortlichen Bauleiters und seines für die betreffende Baustelle zu bestimmenden örtlichen Vertreters ist der Baupolizeibehörde bei Beginn der Bauarbeiten anzugeben; ein Wechsel ist sofort mitzuteilen.

Während der ganzen Dauer der Bauausführung muß entweder der verantwortliche Bauleiter oder sein Vertreter auf der Baustelle anwesend sein.

§ 5. Die Baustoffe.

Die Eigenschaften der Baustoffe, die verwendet werden, sind auf Anfordern der Baupolizeibehörde durch Zeugnisse nachzuweisen. Im Streitfalle entscheidet eine amtliche Prüfungsanstalt.

1. Zement. Verwendet werden darf nur normalbindender Portland- oder Eisenportlandzement, der den jeweils gültigen deutschen Normen für Lieferung und Prüfung von Portlandzement und Eisenportlandzement entspricht.

Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfeinheit, Zug- und Druckfestigkeit enthalten.

Da erfahrungsgemäß die Abbindezeit eines Zementes wechseln kann, muß der Unternehmer durch wiederholte Abbindeproben auf der Baustelle feststellen, daß kein rasch bindender Zement verwendet wird.

Der Zement ist in der Ursprungspackung (Fabrikpackung) auf der Verwendungsstelle anzuliefern.

2. Sand, Kies, Grus und Steinschlag sollen möglichst gemischtkörnig sein und dürfen keine schädlichen Beimengungen enthalten²⁾. In Zweifelsfällen ist der Einfluß von Beimengungen durch Druckversuche festzustellen³⁾. Steine sollen wetterbeständig sein. Für Bauteile, die laut polizeilicher Vorschrift feuer-

¹⁾ Unter Druckfestigkeit ist hier und im folgenden die Druckfestigkeit von Würfeln zu verstehen, die nach den „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ angefertigt und geprüft worden sind.

²⁾ Soll zerkleinerte Hochofenschlacke als Zuschlag verwendet werden, so ist vorher zu prüfen, ob sie sich dazu eignet.

³⁾ Es läßt sich keine erschöpfende, allgemeine Bestimmung treffen, wie die Baustoffe beschaffen sein müssen, aus denen der Beton hergestellt wird. Lehm, Ton und ähnliche Beimengungen wirken schädlich auf die Festigkeit des Betons, wenn sie am Sand und Kies festhaften. Sind sie im Sand fein verteilt, ohne an den Körnern zu haften, so schaden sie in der Regel nichts, sie können sogar unter Umständen die Festigkeit erhöhen. Im ersten Falle können die Baustoffe zuweilen durch Waschen zum Betonieren brauchbar werden, im anderen Falle wäre Waschen verfehlt.

Die in verschiedenen Fluß-Kiessanden vorkommenden Braunkohlenteile können schädlich wirken, wenn sie in größeren Mengen vorhanden sind.

fest sein müssen, dürfen nur solche Zuschlagstoffe verwandt werden, die im Beton dem Feuer widerstehen.

Zweckmäßig wird das Korn der Zuschläge so gehalten, daß die Hohlräume des Gemisches möglichst gering werden. Die größten Körner der Zuschläge müssen sich noch zwischen die Eiseneinlagen sowie Schalung und Eiseneinlagen ohne Verschiebung der Eisen einbringen lassen.

3. Wasser. Das Wasser darf keine Bestandteile enthalten, die die Erhärtung des Betons beeinträchtigen. Bei Zweifeln ist die Brauchbarkeit des Wassers vorher durch Versuche festzustellen.

4. Eisen. Das Eisen muß den Mindestforderungen genügen, die für Bauwerkisen enthalten sind in den Vorschriften für die Lieferung von Eisen und Stahl, aufgestellt vom Verein deutscher Eisenhüttenleute 1911. Das Eisen darf zum Zwecke der Prüfung weder abgedreht noch ausgeschmiedet oder ausgewalzt werden; es ist also stets in der Dicke zu prüfen, wie es angeliefert wird.

Anzahl und Durchführung der Proben richten sich ebenfalls nach den genannten Vorschriften.

Die Kaltbiegeprobe soll in der Regel auf jeder Baustelle durchgeführt werden; dabei muß der leichte Durchmesser der Schleife an der Biegestelle gleich dem Durchmesser des zu prüfenden Rundeisens sein (bei Flacheisen gleich der Dicke). Auf der Zugseite dürfen dabei keine Risse entstehen.

Für Bauteile, die besonders ungünstigen, rechnerisch nicht faßbaren Beanspruchungen ausgesetzt sind, kann die Baupolizeibehörde bei Prüfung der Bauvorlagen ausnahmsweise die Prüfung auf Zug verlangen, wobei die Mindestzahlen der obengenannten Vorschriften 3700 kg/qcm Bruchspannung und 20 vH. Bruchdehnung, eingehalten werden müssen.

§ 6. Zubereitung der Betonmasse.

1. Betongemenge. Sand, Kies, Grus und Steinschlag werden für den Beton nach Raumteilen, Zement nach Gewicht bemessen.

2. Zur Umrechnung von Gewichtsteilen auf Raumteile ist das Gewicht des Zementes nach losem Einfüllen in ein Hektolitergefäß zu bestimmen.

3. Das Betongemenge soll soviel Sand, Kies oder Kiessand, Grus oder Steinschlag und Zement enthalten, daß ein dichter Beton entsteht, der eine rostsichere Umhüllung der Eiseneinlagen gewährleistet; erfahrungsgemäß wird dies erreicht, wenn von 1 cbm Betonmischung wenigstens $\frac{1}{2}$ cbm Mörtel enthalten ist.

4. Die in § 18 Ziff. 1 geforderte Druckfestigkeit des Betons von 150 oder 180 kg/qcm ist nachzuweisen¹⁾. Solange dieser Nachweis nicht geführt ist, kann die Baupolizeibehörde unter Berücksichtigung der Güte der Baustoffe und der Bauweise die Verwendung einer Mindestmenge von Zement auf 1 cbm Zuschlagstoffe vorschreiben.

5. Betonmasse. Die Festigkeit des Betons nimmt mit steigendem Wasserzusatz ab; erdfeuchter Beton erreicht eine höhere Festigkeit als weicher und dieser wiederum eine höhere Festigkeit als flüssiger Beton. Zur Erreichung der vorgesehenen Festigkeiten muß somit die Menge des Zementes um so größer sein, je höher der Wasserzusatz ist; das Mischungsverhältnis von Zement zu Sand und Zuschlägen ist deshalb je nach dem Wassergehalt des Betons zu bestimmen. Außerdem ist die Art und Zusammensetzung der Zuschläge von Einfluß auf die Festigkeit des Betons. Zement, Sand und Wasser bilden den Mörtel, das Bindemittel des Betons; je größer der Sandgehalt der Betonmasse, desto größer muß der Zementgehalt zur Erzielung gleicher Festigkeit sein.

¹⁾ Vgl. die „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“.

6. *Mischweise.* Die Betonmasse kann von Hand, muß aber bei größeren Bauausführungen durch geeignete Mischmaschinen gemischt werden. Die Zusammensetzung der Mischung muß an der Mischstelle mit deutlich lesbarer Schrift angeschlagen sein und muß sich beim Arbeitsvorgang leicht feststellen lassen.

- a) Bei *Handmischung* ist die Betonmasse auf einer gut gelagerten, kräftigen, dichtschießenden Pritsche oder auf sonst ebener, schwer absaugender und fester Unterlage herzustellen. Zunächst sind Sand, Kiessand oder Grus mit dem Zement trocken zu mischen, bis sie ein gleichfarbiges Gemenge ergeben; dann ist das Wasser zuzusetzen, hierauf gröbere Zuschläge (vgl. § 5, Ziff. 2), die vorher genäßt und wenn nötig gereinigt werden müssen. Das Ganze ist noch so lange zu mischen, bis eine gleichmäßige Betonmasse entstanden ist.
- b) Bei *Maschinemischung* wird das gesamte Gemenge zunächst trocken und hierauf unter allmählichem Wasserzusatz solange noch weiter gemischt, bis eine innig gemischte, gleichmäßige Betonmasse entstanden ist.

Die Mischdauer kann als ausreichend angesehen werden, wenn die Steine allseitig von innig gemischtem, gleichfarbigem Mörtel umgeben sind.

§ 7. Verarbeitung der Betonmasse.

1. Die Betonmasse soll alsbald nach dem Mischen und ohne Unterbrechung verarbeitet werden. In Ausnahmefällen darf die Betonmasse einige Zeit unverarbeitet liegen bleiben; bei trockener und warmer Witterung aber nicht über eine Stunde, bei nasser und kühler nicht über zwei Stunden. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungseinflüssen, wie Sonne, Wind, starkem Regen usw., zu schützen und unmittelbar vor Verwendung umzuschaukeln. In allen Fällen muß die Betonmasse vor Beginn des Abbindens verarbeitet sein.

2. Bei dem Einbringen der Betonmasse ist darauf zu achten, daß die Gleichmäßigkeit der Mischung erhalten bleibt. Größere Zuschlagsteile, die sich abgedondert haben, sind mit dem Mörtel wieder zu vermengen.

3. Die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß sie untereinander ausreichend fest binden. Bei Plattenbalken sind Steg und Platte in einem Arbeitsvorgang zu betonieren, soweit es die Abmessungen der Bauteile zulassen. Die Betonierungsabschnitte sind an die wenigst beanspruchten Stellen zu legen.

4. Die Betonmasse ist in einem dem Wasserzusatz entsprechenden Maße mit passend geformten Geräten zu verdichten und so durchzuarbeiten, daß Luftblasen entweichen und der Beton die für ihn bestimmten Räume vollständig ausfüllt. Zur guten und dichten Umhüllung des Eisens ist weicher oder flüssiger Beton der geeignete.

Wird für einzelne Bauteile mit geringer Eisenbewehrung ausnahmsweise erdfeuchter Beton verwendet, so ist in Schichten von höchstens 15 cm Stärke zu stampfen; dabei darf der erdfeuchte Beton nicht zu trocken angemacht werden.

5. Die Oberfläche abgebundener Schichten ist vor dem Fortsetzen des Betonierens aufzuräumen, von losen Bestandteilen zu reinigen und anzunässen. Sodann ist ein dem Mörtel der Betonmasse entsprechender Zementmörtelbrei aufzubringen, wobei streng darauf zu achten ist, daß dieser Mörtelbrei nicht schon abgetrocknet ist oder abge bunden hat, bevor die neue Betonschicht hergestellt wird.

§ 8. Betonieren bei Frost.

Bei stärkerem Frost als -3°C an der Arbeitsstelle darf nur betoniert werden, wenn in geeigneter Weise gesorgt wird, daß der Frost keinen Schaden bringt. Die Baustoffe dürfen nicht gefroren sein. An gefrorene Bauteile darf nicht an-

betoniert werden. Beton, der im Abbinden ist, ist besonders sorgfältig vor Kälteeinwirkung zu schützen.

§ 9. Einbringen des Eisens.

1. Das Eisen ist vor Verwendung von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien.

2. Die Bewehrung muß den Plänen entsprechen.

3. Besondere Sorgfalt ist zu verwenden auf die vorgeschriebene Form und die richtige Lage der Eisen sowie auf eine gute Verknüpfung der durchlaufenden Zug- oder Druckeisen mit Verteilungseisen und Bügeln.

4. In Plattenbalken sind stets Bügel anzuordnen, um den Zusammenhang zwischen Platte und Balken zu gewährleisten.

5. Die Zugeiseneinlagen sind an ihren Enden mit runden oder spitzwinkligen Haken zu versehen, deren lichter Durchmesser mindestens gleich dem 2,5fachen des Eisendurchmessers ist. Der lichte Krümmungshalbmesser von abgelenktem Eisen muß das 10- bis 15fache des Eisendurchmessers betragen.

6. In Balken soll der lichte Abstand der Eiseneinlagen voneinander nach jeder Richtung in der Regel mindestens gleich dem Eisendurchmesser, aber nicht kleiner als 2 cm sein. Wenn sich geringere Abstände nicht vermeiden lassen, so muß durch einen feinen und fetten Mörtel für eine dichte Umhüllung der einzelnen Eisen gesorgt werden.

7. Die Betondeckung der Eiseneinlagen an der Unterseite von Platten soll mindestens 1 cm stark sein; die Überdeckung der Bügel an den Rippen und bei Säulen muß überall mindestens 1,5 cm, bei Bauten im Freien 2 cm betragen¹⁾.

8. Während des Betonierens sind die Eisen in der richtigen Lage festzuhalten und mit der Betonmasse dicht zu umkleiden.

9. Die Eisen dürfen mit Zementbrei nur unmittelbar vorm Einbetonieren eingeschlämmt werden, da ein angetrockneter Zementmantel den Verbund zwischen Eisen und Beton stört.

§ 10. Herstellung der Schalungen.

1. Alle Rüstungen und Einschaltungen sind tragfähig herzustellen; sie müssen ausreichend widerstandsfähig gegen Durchbiegung und genügend fest sein gegen die Einwirkung des Stampfens. Sie müssen auch leicht und gefahrlos wieder entfernt werden können (wegen der Notstützen vgl. Ziff. 7). Die Stützen oder Lehrbögen sind auf Keile, Sandkästen oder Schrauben zu stellen, damit durch deren allmähliches Lüften das Lehrgerüst langsam gesenkt werden kann.

2. Lehrgerüsteisen als alleinige Unterstützung von Deckenschalungen sind nur bis zu einer Spannweite von 2,5 m zulässig; bei größerer Spannweite sind End- und Zwischenstützen anzuwenden. Das Abstürzen und Aufstapeln von Baustoffen auf solchen Einschaltungen ist verboten.

3. Bei allen unterstützten Lehrgerüsten dürfen gestoßene, d. h. aufeinander-gesetzte Unterstützungshölzer nur bis zu zwei Drittel der Gesamtheit der Stützen verwendet werden. Gestoßene Stützen dürfen nur abwechselnd mit aus einem Stück geschnittenen Stützen gesetzt werden. Die Schnittflächen der gestoßenen Stützen müssen wagerecht glatt aufeinander passen. An der Stoßstelle sind sie durch aufgenagelte, mindestens 0,70 m lange, hölzerne Laschen gegen Ausbiegen und Knicken zu sichern. Bei Stützen aus Rundholz sind drei, bei solchen aus Vierkantholz vier Laschen für jeden Stoß zu verwenden. Mehr als einmal gestoßene Stützen sind unzulässig. Wegen der Knickgefahr ist der Stoß nicht ins

¹⁾ Bei nicht reinen Eisenbetonbauten, besonders bei Verwendung von Form-eisen, sind besondere Maßnahmen zu treffen.

mittlere Drittel der Stützen zu legen. Stützen unter 7 cm Zopfstärke sind unzulässig.

4. Stützen mit Ausziehvorrichtung oder eiserner Verlängerung gelten als nicht gestoßen, wenn der Stoß haltbar durch Schrauben gesichert ist.

5. Die Stützen müssen eine unverrückbare Unterlage aus Holz (Bohlen, Kant-hölzern) erhalten. Bei nicht tragfähigem Untergrunde sind besondere Sicherungen anzuwenden.

6. Bei Schalungsgerüsten für Ingenieurbauten sowie für Hochbauten in Räumen von mehr als 5 m Höhe kann ein rechnerischer Festigkeitsnachweis verlangt werden.

Stützen von 5 m Länge und darüber sind nach der Längen- und Tiefenrichtung untereinander abzuschwerten und knicksicher auszubilden.

Bei Herstellung von Decken und Gewölben, die mehr als 8 m vom Fußboden entfernt sind, oder bei schwer lastenden Bauteilen sind, soweit nicht abgebundene Lehrgerüste verwendet werden, die Stützen aus besonders starken oder gekuppelten Hölzern zu fertigen, die wagrecht miteinander zu verbinden und durch doppelte Kreuzstreben besonders zu sichern sind.

7. Bei Herstellung der Schalungen ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß bei der Ausschalung einige Stützen (sog. Notstützen) weiter stehen bleiben können, ohne daß daran und an den darüberliegenden Schalbrettern gerührt zu werden braucht. In mehrgeschossigen Gebäuden sind die Notstützen derart übereinander anzuordnen, daß alle Lastdrucke in gerader Fortsetzung weitergeführt werden. Bei den üblichen Spannweiten genügt eine Notstütze unter der Mitte jedes Balkens und der Mitte von Deckenfeldern, die mehr als 3 m Spannweite haben. Bei Unterzügen und langen Balken können noch weitere Notstützen verlangt werden.

8. Vorm Einbringen des Betons sind die Schalungen zu reinigen; Fremdkörper im Innern der Schalungen sind zu beseitigen. Bei Schalungen von Säulen sind am Fuß und Ansatz der Auskragungen, bei Schalungen von tiefen Trägern an der Unterseite Reinigungsöffnungen anzubringen.

9. Während des Betonierens einer Decke sind im Geschoß darunter die Keile zu prüfen und, wenn erforderlich, nachzutreiben.

§ 11. Schalungsfristen und Ausschalen.

1. Die Ausschalung eines Bauteiles, d. h. die Beseitigung der Schalung und Stützung mit Ausnahme der Notstützen (s. § 10, Ziff. 7), darf nicht eher vorgenommen werden, als bis der verantwortliche Bauleiter durch die Untersuchung des Bauteiles sich von der ausreichenden Erhärtung des Betons und Tragfähigkeit des Bauteiles überzeugt und die Ausschalung angeordnet hat.

2. Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkung des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen sowie vor Erschütterung und Belastung zu bewahren.

3. Die Fristen zwischen der Beendigung des Betonierens und der Ausschalung sind abhängig von der Witterung, der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile.

Bei günstiger Witterung darf die seitliche Schalung der Balken und die Einschalung der Stützen oder Pfeiler nicht vor drei Tagen, die Schalung von Deckenplatten nicht vor Ablauf von acht Tagen, die Stützung der Balken und weitgespannter Deckenplatten nicht vor Ablauf von drei Wochen beseitigt werden. Bei großen Stützweiten und Abmessungen sind die Fristen unter Umständen bis zu sechs Wochen zu verlängern.

Besondere Vorsicht ist bei Bauteilen (z. B. Dächern und Dachdecken) geboten, die beim Ausschalen nahezu schon die volle rechnungsmäßige Last haben.

4. Die Notstützen (s. § 10, Ziff. 7) sollen nach der Ausschalung überall noch wenigstens 14 Tage erhalten bleiben.

5. Beim Ausschalen sind die Stützen und Lehrbögen zunächst abzusenken; das ruckweise Wegschlagen und Abzwängen ist verboten. Auch sonst ist jede Erschütterung dabei zu vermeiden.

6. Tritt während der Erhärtung Frost ein, so sind die in Ziff. 3 und 4 vorgeschriebenen Fristen mindestens um die Dauer der Frostzeit zu verlängern. Bei Wiederaufnahme der Arbeiten nach dem Frost und vor jeder weiteren Ausschalung ist der Beton darauf zu untersuchen, ob er abgebunden hat und genügend erhärtet, nicht nur hart gefroren ist.

7. Über den Gang der Arbeiten ist ein Tagebuch zu führen, woraus die Zeitabschnitte für die Ausführung der einzelnen Arbeiten stets nachgewiesen werden können. Frosttage sind darin unter Angabe der Grade und der Stunde ihrer Messung besonders zu vermerken.

Das Tagebuch ist den Aufsichtsbeamten auf Verlangen vorzuzeigen.

8. Im Baubetriebe dürfen Decken während der ersten drei Tage nach der Herstellung überhaupt nicht und vom 4. bis 14. Tage nur dann benutzt werden, wenn sie durch einen Bretterbelag geschützt sind.

Es ist verboten, Lasten (Steine, Balken, Bretter, Träger usw.) auf frisch hergestellte Decken abzuwerfen oder abzukippen, oder Baustoffe, die nicht sofort verwendet werden, auf noch nicht ausgeschaltete Decken aufzustapeln.

§ 12. Prüfung während der Ausführung. Probebelastungen.

1. Die Baupolizeibehörde kann während der Bauausführung Anfertigung und Prüfung von Probekörpern verlangen¹⁾. Die Probekörper hat der Unternehmer auf der Baustelle herzustellen, auf Verlangen der Baupolizeibehörde in Gegenwart des Baupolizeibeamten. Sie sind anzufertigen und zu prüfen nach den „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“.

2. Die Festigkeitsprüfung kann auf der Baustelle oder an anderer Prüfungsstelle mittels einer Betonpresse, deren Zuverlässigkeit von einer staatlichen Versuchsanstalt bescheinigt ist, oder in einer staatlichen Prüfungsanstalt vorgenommen werden.

3. Wegen der Schwierigkeit einer nachträglichen Prüfung muß vorm Betonieren der verantwortliche Bauleiter die plangemäße Anordnung und die Querschnitte der Eisen prüfen. Nachträgliches Aufstemmen des Betons ist möglichst zu vermeiden.

4. Probebelastungen sollen auf den unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden. Sie sind nicht vor 45 tägiger Erhärtung des Betons vorzunehmen und nur in ganz besonderen Fällen bis zum Bruch durchzuführen, wenn es ohne Schädigung des Bauwerkes möglich ist.

5. Bei Deckenplatten und Balken ist die Probebelastung folgendermaßen vorzunehmen:

Die Belastung ist so anzubringen, daß sie in sich beweglich ist und der Durchbiegung der Decke folgen kann.

Bei Belastung eines Deckenfeldes soll, wenn mit p die gleichmäßig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, die Probelast den Wert von $1,5 p$ nicht übersteigen.

Bei Nutzlasten über 1000 kg/qm kann die Probelast bis zur einfachen Nutzlast ermäßigt werden.

¹⁾ Wegen der durch die baupolizeiliche Überwachung entstehenden Kosten wird auf den Runderlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 16. April 1904 (Zentrabl. d. Bauverw. 1904, S. 253) verwiesen.

Bei Probelastungen von Brückenbauten und anderen Bauwerken, wobei sichtbare Zugrisse im Beton vermieden werden sollen, sind die wirklichen, der Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten aufzubringen, z. B. Menschengedränge (oder eine diesem gleichwertige Belastung), Eisenbahnzug, auch in Bewegung, Dampfwalze usw.

6. Die Probelast muß mindestens 12 Stunden liegen bleiben; danach erst ist die größte Durchbiegung zu messen. Die bleibende Durchbiegung ist frühestens 12 Stunden nach Beseitigung der Probelast festzustellen.

Unter Ausschaltung des Einflusses etwaiger Auflagersenkungen darf die bleibende Durchbiegung höchstens $\frac{1}{4}$ der gemessenen Gesamtdurchbiegung betragen.

§ 13. Anzeigen an die Baupolizeibehörde.

Der Baupolizeibehörde ist Anzeige zu machen:

1. vom beabsichtigten Beginn der Betonarbeiten, bei Hochbauten in jedem einzelnen Geschoß;
2. von der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen;
3. vom Wiederbeginn der Betonarbeiten nach längeren Frostzeiten nach Eintritt milderer Witterung.

Die Anzeigen müssen, sofern die Baupolizeibehörde nicht ausdrücklich anders bestimmt, spätestens 48 Stunden vor dem Beginn der Arbeiten oder vor der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen der Baupolizeibehörde vorliegen.

Teil II. Leitsätze für die statische Berechnung.

§ 14. Belastungsannahmen.

1. Bei Hochbauten sind die jeweils gültigen amtlichen Vorschriften zu beachten¹⁾.
2. Für Ingenieurbauten ist die Belastung durch Eigengewicht ebenfalls nach den in Ziff. 1 genannten amtlichen Vorschriften zu berechnen²⁾.

§ 15. Einfluß der Wärmeschwankungen und des Schwindens.

1. Bei gewöhnlichen Hochbauten können die Wärmeschwankungen außer Berechnung bleiben; es genügt im allgemeinen, Schwindfugen in Abständen von 30 bis 40 m anzuordnen. In besonderen Fällen sowie bei Ingenieurbauten empfiehlt es sich, diese Abstände zu verkleinern.

2. Bei rahmen- und bogenförmigen Tragwerken von großen Spannweiten sowie allgemein bei Ingenieurbauten muß der Einfluß der Wärme berücksichtigt werden, wenn dadurch innere Spannungen entstehen. Soll bei mittlerer Jahreswärme betoniert werden, so ist mit einem Wärmeunterschied von $\pm 15^\circ\text{C}$ zu rechnen. Wird bei anderer Wärme betoniert, so ist zu beachten, daß die statischen Verhältnisse dadurch eine Änderung erfahren.

Der außerdem zu ermittelnde Einfluß des Schwindens des Betons an der Luft ist dem eines Wärmeabfalles von 15°C gleich zu achten.

Als Wärmeausdehnungszahl von Beton ist $1 : 10^5$ einzusetzen.

¹⁾ Zur Zeit gelten die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen usw. vom 31. Januar 1910 (Zentralbl. d. Bauverw., S. 101) sowie die hierzu ergangenen und etwa noch ergehenden Ergänzungen. Die in diesen Bestimmungen mitenthaltenen Vorschriften über die Beanspruchung der Baustoffe kommen für Eisenbetonbauten nicht in Betracht.

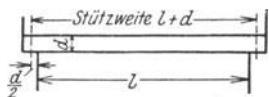
²⁾ Wegen der Bemessung der Nutzlasten wird auf die von den Provinzial-, Kommunalbehörden usw. erlassenen Vorschriften verwiesen.

3. Bei Tragwerken, deren geringste Abmessung 70 cm oder mehr beträgt, und solchen, die durch Überschüttung oder sonst hinreichend geschützt sind, dürfen die Wärmeschwankungen geringer, mit $\pm 10^\circ \text{C}$, in die Rechnung eingestellt werden.

§ 16. Ermittlung der äußeren Kräfte.

1. Bei statisch bestimmten Tragwerken sind Auflagerkräfte, Querkräfte und Biegemomente nach den Regeln der Statik zu ermitteln.

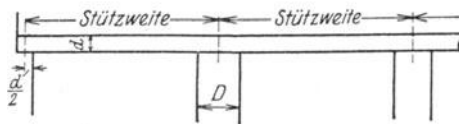
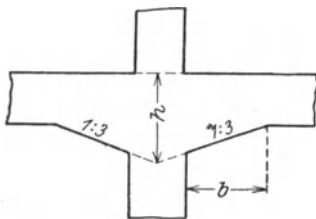
Bei der Berechnung der unbekanntenen Größen statisch unbestimmter Tragwerke und der elastischen Formänderung aller Tragwerke sind die aus dem vollen Betonquerschnitt einschließlich der Zugzone und aus der zehnfachen Fläche der Längseisen gebildeten ideellen Querschnittsflächen und die daraus errechneten Trägheitsmomente ($n = 10$)¹⁾, sowie eine für Druck und Zug im Beton gleich große Formänderungszahl $E = 210\,000 \text{ kg/qcm}$ in Rechnung zu stellen. Für die Ermittlung der äußeren Kräfte (Einspannungsmomente und Auflagerkräfte) kann in der Regel unter Vernachlässigung der Eiseneinlagen mit unveränderlichem Trägheitsmoment gerechnet werden.



2. Bei beiderseits frei aufliegenden Platten ist die Lichtweite zuzüglich der Deckenstärke in Feldmitte, bei frei aufliegenden Balken die Entfernung der Auflagermitten als Stützweite in die Berechnung einzuführen. Bei außergewöhnlich großen Auflager-

längen ist die Stützweite gleich der um 5 vH. vergrößerten Lichtweite zu wählen.

3. Bei durchgehenden Platten und Balken gilt als Stützweite die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen. Ist bei Hochbauten die Stützenbreite D gleich oder größer als der fünfte Teil der Stockwerkhöhe, so sind durchgehend ausgebildete Balken nicht mehr als durchgehend, sondern als an der Stütze voll



eingespannt zu berechnen. Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Balken entweder mit der Stütze biegefest verbunden sind, oder daß eine entsprechende Auflast über den Stützen vorhanden ist, wobei als Stützweite die um 5 vH. vergrößerte Lichtweite zu rechnen ist.

4. Bei durchgehenden Balken kann zur Aufnahme des Stützenmomentes die durch Verlängerung der flachen Balkenschrägen bis zur Stützenmitte sich ergebende Balkenhöhe h als wirksam angenommen werden; dabei ist zu beachten, daß der am stärksten beanspruchte Querschnitt nicht immer über der Stützenmitte liegt.

Die in Rechnung zu stellende Neigung der Schrägen soll nicht steiler als 1 : 3 sein; das Maß b (s. Fig.) ist so zu wählen, daß der Momentennullpunkt außerhalb der Schräge zu liegen kommt.

5. Eisenbetonstützen in fester Verbindung mit Balken sind ausnahmsweise, auf Verlangen der Baupolizeibehörde, auf Biegung zu untersuchen, insbesondere bei Brücken und ähnlichen Ingenieurbauten. Bei Endstützen ist, wenn eine

¹⁾ Vgl. § 17, Ziff. 2.

genaue Berechnung auf Rahmenwirkung nicht angestellt wird, wenigstens ein solches Biegemoment zu berücksichtigen, das ein Drittel des Momentes im Endfelde bei freier Auflagerung des Balkens über der Endstütze ist.

6. Bei Berechnung des Momentes in den Feldmitten darf eine Einspannung an den Balken- und Plattenenden nur so weit berücksichtigt werden, als sie durch bauliche Maßnahmen gesichert und rechnerisch nachweisbar ist.

Wenn freie Auflagerung im Mauerwerk angenommen wird, muß gleichwohl durch obere Eiseneinlagen und einen ausreichenden Betonquerschnitt an der Unterseite einer doch vorhandenen, unbeabsichtigten Einspannung Rechnung getragen werden; dies ist namentlich bei Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume zu beachten.

Mit Rücksicht auf die Querkkräfte sind bei Balken — auch bei freier Auflagerung — einige abgebogene Eisen bis über das Auflager hinweg zu führen.

7. Die Berechnung durchgehender Tragwerke (vgl. Ziff. 1, Abs. 2) ist stets für die ungünstigste Stellung der Nutzlast durchzuführen; aufwärts biegende Momente in Feldmitte sind zu berücksichtigen.

Wenn nur ständige Belastung vorkommt, darf das Feldmoment bei gleichen Stützweiten in den Mittelfeldern nicht unter $\frac{pl^2}{24}$ angenommen werden.

8. Platten in Hochbauten, die einerseits oder beiderseits mit Eisenbetonrippen starr verbunden sind, können bei annähernd gleicher Feldweite und gleichmäßiger Belastung zur Vereinfachung der Rechnung derart als eingespannt berechnet werden, daß die größten Feldmomente der Mittelfelder zu $\frac{pl^2}{14}$, der Endfelder zu $\frac{pl^2}{11}$ angenommen werden; dabei ist l der Achsabstand der Rippen. An den Rippen ist vollkommene Einspannung anzunehmen.

Bei wesentlich verschiedenen Feldweiten sind die Feldmomente bei ungünstigster Laststellung unter Annahme eines durchgehenden Trägers nachzuweisen; aufwärts biegende Momente in den Feldmitten sind zu berücksichtigen.

Die Verstärkung von Deckenplatten durch Kehlen oder Schrägen darf nur so weit in Rechnung gestellt werden, als die Neigung nicht steiler als 1 : 3 ist.

9. Die Breite der Druckplatte eines Plattenbalkens darf, von der Rippenachse aus nach jeder Seite gemessen, nicht größer angenommen werden als die 4fache Rippenbreite, die 8fache Plattendicke, die 2fache Trägerhöhe einschl. Plattendicke oder die halbe zugehörige Plattenfeldweite. Bei einseitigen Plattenbalken ist die 3fache Rippenbreite, die 6fache Plattendicke und die $1\frac{1}{2}$ fache Trägerhöhe maßgebend. Das kleinste dieser Maße ist zu wählen.

Liegen die Deckeneisen gleichlaufend mit den Hauptbalken, so sind rechtwinklig zu ihnen besondere Eiseneinlagen anzuordnen, die die Mitwirkung der anschließenden Deckenplatte auf die gerechnete Breite sichern, und zwar wenigstens 8 Eisen von 7 mm Durchmesser auf 1 m Balkenlänge.

10. Die wirksame Balkenhöhe, d. h. der Abstand der äußeren Beton-Druckkante vom Schwerpunkt der Eiseneinlagen, muß mindestens betragen:

Bei Balken, Unterzügen und Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume $\frac{1}{20}$ der Stützweite (vgl. Ziff. 2 u. 3).

Bei massiven Eisenbetonplatten und Hohlsteindeckenplatten (Steindecken mit auf Druck beanspruchten Steinen) $\frac{1}{27}$ der Stützweite. Bei durchlaufenden Platten gilt als Stützweite die größte Entfernung der Momentennullpunkte.

11. Bei ringum aufliegenden rechteckigen Platten mit gekreuzten Eiseneinlagen ist, wenn nicht nach genauerem Verfahren gerechnet wird, bei gleich-

mäßig verteilter Belastung p , wenn die Länge a und die Breite b beträgt, die Belastung wie folgt zu verteilen:

$$\text{für die Stützweite } a \text{ wird } p_a = p \frac{b^4}{a^4 + b^4},$$

$$\text{für die Stützweite } b \text{ wird } p_b = p \frac{a^4}{a^4 + b^4}.$$

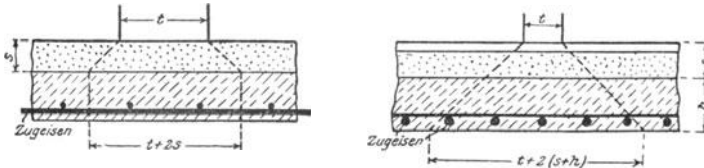
Mit diesen Belastungswerten ist die Berechnung nach den Regeln durchzuführen, die für frei aufliegende, eingespannte oder durchgehende Platten gelten (vgl. Ziff. 7 u. 8).

12. Die sich rechnermäßig ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen. Ausgenommen von dieser Vorschrift sind Dachplatten und untergehängte Decken, die nur zum Abschluß dienen oder nur zwecks Reinigung u. dgl. begangen werden, sowie fabrikmäßig hergestellte fertig verlegte Eisenbetonplatten.

Die Druckplatten von Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume (vgl. Ziff. 10) bis zu 0,6 m Achsabstand müssen mindestens 5 cm stark sein. Solche Decken müssen zur Lastverteilung Querrippen von der Stärke und Bewehrung der Tragrippen erhalten, und zwar bei Deckenspannweiten von 4 bis 6 m eine Querrippe, bei Spannweiten über 6 m mindestens zwei. Bei starken Einzellasten ist ein besonderer Festigkeitsnachweis erforderlich.

Bei vollen Deckenplatten darf in der Gegend der größten Momente der Eisenabstand 15 cm nicht überschreiten.

13. Platten mit oder ohne verteilende Deckschicht von der Stützweite l , die Einzellasten (z. B. Raddrucke oder Drucke von Maschinenfüßen) aufzunehmen haben, sind auf Biegung zu berechnen wie plattenförmige Balken von der Breite $\frac{2}{3}l$. In der Richtung der Zugeisen kann bei Berechnung von Brückenplatten und Decken, die mit schweren Maschinen belastet werden, eine Lastverteilung auf die Länge $t + 2s$ angenommen werden.



14. Für die Berechnung der Schubspannungen kann in der Plattenmitte ebenfalls eine Plattenbreite von $\frac{2}{3}l$ angenommen werden; am Auflager ist dagegen nur $t + 2(s + h)$ in Rechnung zu stellen. Zwischenwerte sind angemessen einzuschalten.

§ 17. Ermittlung der inneren Kräfte.

1. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung und des auf Biegung mit Achsdruck beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten. Die zulässigen Beanspruchungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sowie die zulässigen Schub- und Haftspannungen haben zur Voraussetzung, daß das Eisen alle Zugspannungen im Querschnitt aufnimmt, daß also von einer Mitwirkung des Betons auf Zug ganz abgesehen wird.

2. Für die Bemessung der Bauteile ist das Verhältnis der Elastizitätsmaße von Eisen und Beton zu $n = 15$ anzunehmen (vgl. § 16, Ziff. 1).

3. In Balken sind die Schubspannungen τ_0 nachzuweisen (vgl. § 18, Ziff. 10).

Geht der ohne Rücksicht auf abgebogene Eisen oder Bügel errechnete Wert der Schubspannung über 14 kg/qcm hinaus, so ist zunächst die Rippenstärke zu vergrößern, bis dieser Wert erreicht oder unterschritten wird. Sodann sind die Anordnungen so zu treffen, daß die Schubspannungen in denjenigen Balkenteilen, wo der für Beton zulässige Wert von 4 kg/qcm überschritten wird, durch aufgebogene Eisen, durch die Bügel (vgl. § 9, Ziff. 4) oder durch beide zusammen vollkommen aufgenommen werden.

4. Die Haftspannungen brauchen nicht berechnet zu werden, wenn die Enden der Eisen mit runden oder spitzwinkligen Haken versehen und dabei die Eisen nicht stärker als 26 mm sind.

5. Bei Brücken unter Gleisen, die von Hauptbahn-Lokomotiven befahren werden, soll zur Vermeidung von Rissen nachstehende Regel befolgt werden:

Unter Festhaltung des Wertes $\sigma_e \leq 750$ kg/qcm und $\sigma_{bz} \leq 24$ kg/qcm darf für nur auf Biegung beanspruchte Rippenbalken, deren in Rechnung gestellte Plattenbreite $b = \alpha \cdot b_1$ ist, das aus der umstehenden Zeichnung und Tafel hervorgehende Bewehrungsverhältnis $\mu = \frac{F_e}{b_1 \cdot h_1}$ (d. h. Eisenquerschnitt geteilt durch Rippenhöhe [nur bis Plattenunterkante] mal Rippenbreite) nicht überschritten werden¹⁾.

Bei Bogen-, Rahmen- und sonstigen statisch unbestimmten Brücken, die von Hauptbahnlokomotiven befahren werden, müssen auch die auftretenden Betonzugspannungen unter Berücksichtigung der Achskräfte nachgewiesen werden. Auch dabei ist $n = 15$ anzunehmen; die so errechnete Betonzugspannung darf nicht den Wert von 24 kg/qcm übersteigen. Dabei ist die Wirkung der Wärmeschwankungen und das Schwinden des Betons nach § 15 zu berücksichtigen.

Vorausgesetzt wird, daß die betreffenden Bauteile nach dem Einstampfen mindestens sechs Wochen lang feucht gehalten und vor Einwirkung der Sonnenstrahlen geschützt werden. Bei Brücken über Bahnanlagen wird ein besonderer Schutz (z. B. durch Schutzanstrich oder aufgehängte Schutztafeln) gegen die Einwirkung der schweifigen Rauchgase empfohlen; seine Ausführung ist den besonderen Verhältnissen anzupassen.

6.²⁾ Bei Stützen ohne Knickgefahr und mit gewöhnlicher Bügelbewehrung berechnet sich die zulässige zentrische Belastung aus der Formel

$$P = \sigma_b (F_b + 15 F_e),$$

worin σ_b die zulässige Druckspannung des Betons für Stützen (vgl. § 18, Ziff. 3), F_b die Durchschnittsfläche des Betons und F_e diejenige der Längseisen bedeutet.

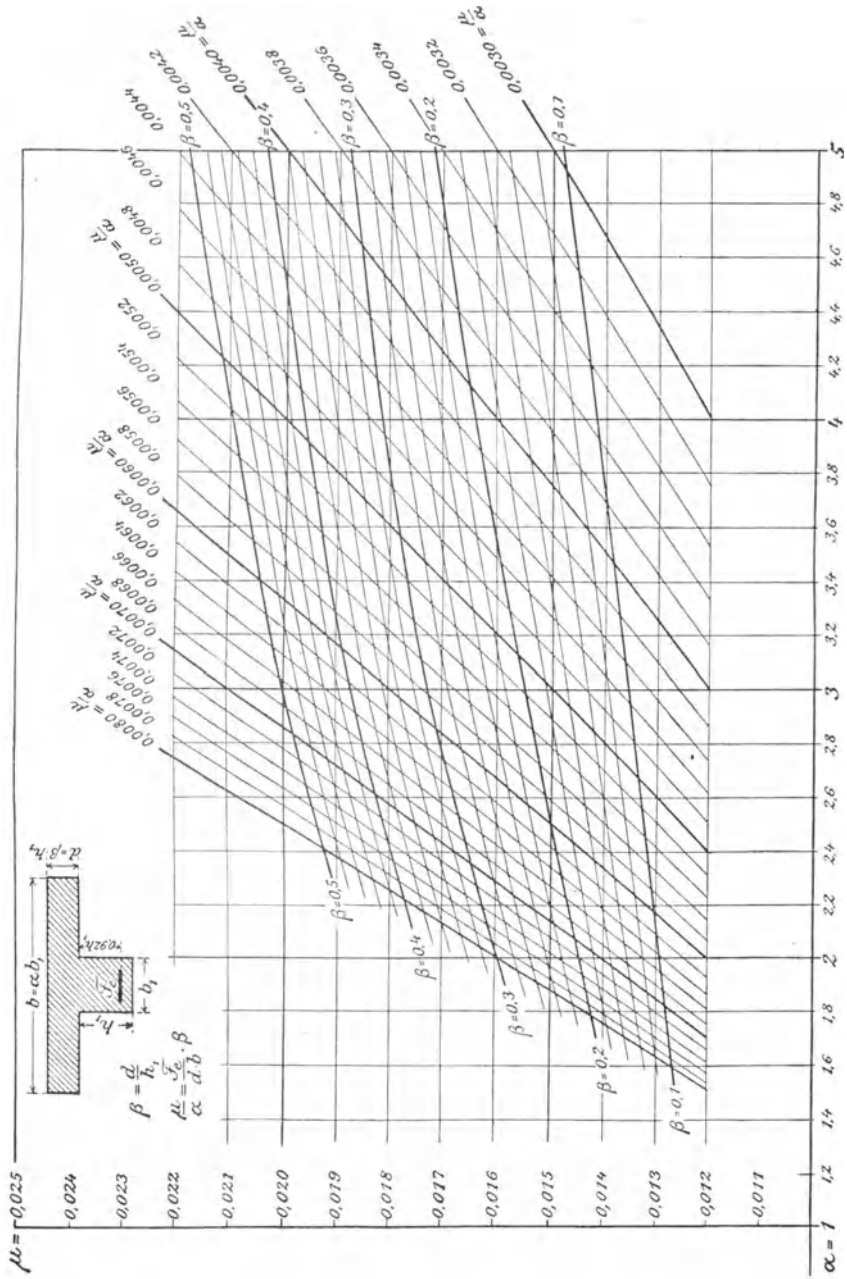
¹⁾ Zu diesem Zweck wählt man zunächst eine bestimmte Rippenhöhe h_1 und ermittelt angenähert $F_e = \frac{M}{\left(0,92 h_1 + \frac{d}{2}\right) \sigma_e}$. Da die Plattenstärke d schon

vorher bekannt ist, so kann auch $\beta = \frac{d}{h_1}$ und $\frac{\mu}{\alpha} = \frac{F_e}{d \cdot b} \cdot \beta$ berechnet werden.

In der Tafel sucht man nun den Schnittpunkt der β -Linie mit der $\frac{\mu}{\alpha}$ -Linie und liest die Abszisse α und die Ordinate μ ab. Die gesuchte Rippenbreite ist $b_1 = \frac{b}{\alpha}$.

Die Ordinate μ gibt zur Kontrolle $\mu = \frac{F_e}{b_1 \cdot h_1}$ (vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1914, S. 204 und 1915, S. 391).

²⁾ Änderungen in diesen Einzelbestimmungen bleiben vorbehalten, bis nach Abschluß der weiter im Gange befindlichen Versuche.



Die Anwendung dieser Formel ist nur gestattet, wenn die Längseisen zusammen mindestens 0,8 vH. und nicht mehr als 3 vH. des Betonquerschnittes ausmachen und durch Bügel verbunden sind (vgl. Fußnote auf S. 617). Der Abstand der Bügel (von Mitte zu Mitte gemessen) darf nicht größer sein als die kleinste Abmessung des Stützenquerschnittes und nicht über das Zwölfwache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.

7.¹⁾ Bei umschnürten Säulen und anderen umschnürten Druckgliedern mit kreisförmigem Kernquerschnitt soll die zulässige zentrische Last aus der Formel

$$P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 45 F_s)$$

berechnet werden. Hierin bedeutet F_k den Querschnitt des umschnürten Kerns (durch die Mitte der Querbewehrungseisen begrenzt) $F_e = \frac{\pi \cdot D \cdot f}{s}$, wenn D den mittleren Krümmungsdurchmesser der Querbewehrungseisen, f den Querschnitt der letzteren und s ihren Abstand in Richtung der Säulenachse (von Mitte bis Mitte) bezeichnet.

Dabei muß sein

$$(F_k + 15 F_e + 45 F_s) \leq 2 F_b.$$

Als umschnürte Säulen sind solche mit Querbewehrung nach der Schraubenlinie (Spiralbewehrung) und gleichwertigen Wicklungen²⁾ oder mit Ringbewehrung versehene Säulen mit kreisförmigem Kernquerschnitt anzusehen, bei denen das Verhältnis der Ganghöhe der Schraubenlinie oder des Abstandes der Ringe zum Durchmesser des Kernquerschnittes kleiner als $\frac{1}{5}$ ist. Der Abstand der Schraubwindungen oder der Ringe soll nicht über 8 cm hinausgehen. Die Längsbewehrung (F_e) soll mindestens $\frac{1}{3}$ der Querbewehrung (F_s) sein.

8.¹⁾ Quadratischen oder rechteckigen Umschnürungen wird eine Erhöhung der Tragfähigkeit nicht zuerkannt; nach dieser Art bewehrte Stützen und Druckglieder sind daher nach den Vorschriften in Ziff. 6 zu berechnen.

9. Beträgt die Höhe einer zentrisch belasteten Stütze mehr als das 15fache der kleinsten Querschnittabmessung, so ist die Stütze auch auf Knicken zu berechnen. Hierbei ist die Eulersche Formel anzuwenden unter Voraussetzung einer zehnfachen Sicherheit. Das Elastizitätsmaß des Betons ist zu 140 000 kg/qcm anzunehmen. Das erforderliche Trägheitsmoment berechnet sich dann zu

$$J \text{ (in cm}^4\text{)} = 70 P \cdot l^2,$$

worin P die Belastung der Stütze in t und l die volle Stablänge (Stockwerkshöhe) in m ist.

Die Benutzung anderer Knickformeln soll nicht ausgeschlossen sein; doch bedarf es daneben des Nachweises der Knicksicherheit nach der Eulerschen Formel.

10. Ist eine Stütze exzentrisch belastet oder ist die Möglichkeit vorhanden, daß sie seitliche Drucke erhält (z. B. in Fabriken und Lagerhäusern), so sind neben dem Nachweis der Knicksicherheit (vgl. Ziff. 9) die größten Kantendruckungen aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

zu ermitteln (vgl. § 16, Ziff. 5).

Beträgt die Höhe der Stütze mehr als das 20fache der kleinsten Querschnittsabmessung, so ist M noch um den Wert $P \cdot \frac{l}{200}$, der der Wirkung der Knickkraft am Hebelarm der Durchbiegung Rechnung tragen soll, zu vermehren.

¹⁾ Änderungen in diesen Einzelbestimmungen bleiben vorbehalten, bis nach Abschluß der weiter im Gange befindlichen Versuche.

²⁾ Die Gleichwertigkeit ist nachzuweisen.

§ 18. Zulässige Spannungen.

1. Die nachstehend für Beton angegebenen Spannungen sind unter der Voraussetzung zulässig, daß der Beton, auch wenn flüssig angemacht und entsprechend der Verarbeitung im Bauwerk behandelt, nach 28 Tagen Erhärtung eine Würfel-festigkeit (s. Anhang) von mindestens 150 kg/qcm und nach 45 Tagen von mindestens 180 kg/qcm hat. Ist der Beton für Säulen oder Stützen bestimmt, so muß die Würfel-festigkeit nach 28 Tagen mindestens 180 kg/qcm und nach 45 Tagen mindestens 210 kg/qcm betragen. Im Streitfall entscheidet die Prüfung nach 45 Tagen.

2. Wird bei Beton, auch wenn flüssig angemacht, nach 45 Tagen eine Würfel-festigkeit von mehr als 245 kg/qcm nachgewiesen, so darf bei Hochbauten der Beton in Säulen und Stützen (Ziff. 3, a) anstatt mit 35 kg/qcm mit $\frac{1}{7}$, in Rahmen und Bogen (Ziff. 4, b) anstatt mit 40 kg/qcm mit $\frac{1}{6}$ der nachgewiesenen Würfel-festigkeit, jedoch nicht mit über 50 kg/qcm beansprucht werden.

3. Zentrischer Druck. Als zulässige Druckspannung des Betons σ_b gelten folgende Werte:

- a) bei Hochbauten allgemein 35 kg/qcm
 b) bei Säulen mehrgeschossiger Gebäude
 im Dachgeschoß¹⁾ 25 „
 im darunterliegenden Geschoß 30 „
 in den folgenden Geschossen 35 „
 Die nach Ziff. 2 u. U. zulässige Spannungserhöhung ist für die höheren
 Geschosse in gleichem Verhältnis wie vorstehend zu ermäßigen.
 c) bei Stützen von Brücken 30 kg/qcm
 (vgl. Ziff. 5).

4. Biegung und exzentrischer Druck. Nach dem Grad der Erschütterungen wird die zulässige Druckbeanspruchung des Betons σ_b und die Zugspannung des Eisens σ_e wie nachstehend festgesetzt:

Art des Bauwerks oder des Bauteils	σ_b kg/qcm	σ_e kg/qcm
a) Hochbauten (einschl. Fabriken) mit vorwiegend ruhender Last	40	1200
b) Rahmen und Bogen Wegen Erhöhung der Betonspannung bei Rahmen und Bogen vgl. Ziff. 2.	40	1200
c) Platten von weniger als 10 cm Stärke sowie Bauteile, die der unmittelbaren Einwirkung von Stößen und Erschütterungen durch Maschinen usw. ausgesetzt sind, Haupttreppen, Tanzsäle, Fabriken usw.	35	1000
d) Die Teile von Straßenbrücken, die der unmittelbaren Erschütterung durch Lastwagen und Dampfwalzen ausgesetzt sind, sehr stark (z. B. durch schwere Maschinen) erschütterte sonstige Tragwerke und Durchfahrten	35	900
e) Die übrigen Teile von Straßenbrücken	40	1000
f) Brücken unter Eisenbahngleisen bei einem Schotterbett von mindestens 0,30 m Stärke (vgl. auch § 17, Ziff. 5)	30	750

¹⁾ Empfohlen wird, die Seitenlänge des Querschnittes bei Mittelstützen zu mindestens 25 cm anzunehmen.

5. Auf Verlangen der Baupolizei ist in den Gruppen c, d und e (Ziff. 4) die veränderliche Last mit dem 1,5fachen in die Rechnung einzusetzen; dann sind aber die Werte $\sigma_b = 40$ kg/qcm und $\sigma_s = 1200$ kg/qcm der Rechnung zugrunde zu legen. Ausnahmsweise kann in Gruppe c für Bauteile, die besonders starken Erschütterungen (z. B. durch Rotationsmaschinen) ausgesetzt sind, eine Erhöhung des Beiwertes über 1,5 (bis höchstens 2) gefordert werden.

Wird mit dem Beiwert 1,5 gerechnet, so kann bei Berechnung von Brückenstützen (vgl. Ziff. 3, c) von der Druckspannung $\sigma_b = 40$ kg/qcm ausgegangen werden.

6. An den Unterseiten der Schrägen oder Kehlen von Plattenbalken, wo diese an die Mittelstützen anschließen, kann die Druckspannung um $\frac{1}{3}$, jedoch nicht über 50 kg/qcm erhöht werden.

7. Bei Bauteilen, die auf exzentrischen Druck beansprucht werden, darf der Wert $\frac{P}{F}$ die in Ziff. 3 für zentrischen Druck genannten Werte nicht überschreiten

Wenn zur Vereinfachung der Rechnung die Formel $\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$ zugrunde gelegt wird, so darf der Beton am Rande bis zu 5 kg/qcm auf Zug beansprucht werden.

8. Werden in der statischen Berechnung außer der ständigen Last und der ungünstigen Nutzlast (einschl. der Fliehkraft bei Bahnbrücken) auch noch Schneelast, die größten Winddrucke, die Brems- und Reibungskräfte und bei statisch unbestimmten Tragwerken der Einfluß der Wärmeschwankung und des Schwindens (vgl. § 15 Ziff. 2), ferner in Hochbauten bei Stützen die von den Unterzügen auf sie übertragene Biegung, also sämtliche möglichen Einwirkungen berücksichtigt, so dürfen bei ungünstigster Zusammenzählung dieser Spannungen die in Ziff. 3 u. 4 angegebenen Betondruck- und Eisenspannungen um 30 vH. überschritten werden, wobei als äußerste Grenzen der Eisenspannung 1200 kg/qcm und der Betondruckspannung 60 kg/qcm einzuhalten sind. Maßgebend ist der ungünstigste Belastungsfall.

9. Ausnahmsweise können bei Gelenken und anderen besonderen Bauteilen höhere Beanspruchungen zugelassen werden.

10. Schubspannung. Die Schubspannung τ_0 des Betons darf 4 kg/qcm nicht überschreiten. Sie ist zu berechnen aus der Gleichung $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$, worin b_0 bei Plattenbalken die Stegbreite und z den Abstand des Eisenschwerpunktes vom Druckmittelpunkt bedeutet.

11. Haftspannung. Die zulässige Haftspannung τ_1 (Gleitwiderstand) beträgt 4,5 kg/qcm. Dabei ist für die auf Biegung beanspruchten Platten und Balken vorausgesetzt, daß sie, wenn nur gerade Eisen mit oder ohne Bügel vorhanden sind, aus der Gleichung $\tau_1 = \frac{b_0 \cdot \tau_0}{u}$ berechnet wird.

Sind dagegen Eisen nach der einfachen oder mehrfachen Strebenanordnung abgebogen, so daß sie imstande sind, die gesamten schrägen Zugspannungen allein aufzunehmen, so ist für die Berechnung der Haftspannung an den unteren gerade geführten Eisen nur die halbe Querkraft in Ansatz zu bringen.

12. Drehungsspannung. Die zulässige Drehungsspannung des Betons beträgt für rechteckige Querschnitte $\tau_d = 4$ kg/qcm¹⁾.

¹⁾ Bezüglich einer zweckmäßigen Bewehrung vgl. Heft 16 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Berlin 1912. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Teil III: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton. (Vom 13. I. 1916.)

Vorbemerkung.

1. Unter Beton im allgemeinen wird verstanden ein Gemenge von Mörtel und Zuschlägen. Der Mörtel setzt sich zusammen aus dem Bindemittel, Sand und Wasser; Zuschläge sind Kies, Grus oder Steinschlag (Schotter).

Als Beton im Sinne der nachfolgenden Vorschriften gilt nur Zementbeton, d. h. ein Beton, bei dem als Bindemittel Portlandzement, Eisenportlandzement oder andere als Zement anerkannte Bindemittel benutzt werden¹⁾.

Je nach dem Verwendungszweck des Betons können Zuschläge von Traß, Kalk od. dgl. beigegeben werden.

2. Wie Vorbemerkung für Eisenbeton.

Vorschriften.

§ 1. Geltungsbereich.

Diese Bestimmungen sind für alle Ausführungen von Bauwerken aus Beton maßgebend (vgl. § 9, Ziff. 14 nebst Fußnote).

§§ 2 und 3. Bauvorlagen wie für Eisenbeton.

§ 4. Zulässige Beanspruchung.

1. Die größte Druckbeanspruchung des Betons für ruhende Last darf $\frac{1}{5}$ seiner Druckfestigkeit²⁾ nicht überschreiten; sie darf nicht größer sein als 50 kg/qcm. Ausnahmsweise können bei Gelenken und anderen besonderen Bauteilen höhere Beanspruchungen zugelassen werden. Die Zugfestigkeit des Betons ist bei der Berechnung der größten Druckspannung nicht in Ansatz zu bringen.

2. Bei Stützen und Pfeilern ist die Druckbeanspruchung (bei exzentrischer Belastung die größte Kantenpressung) mit zunehmendem Verhältnis von Höhe (Länge) zur kleinsten Dicke abzumindern und höchstens anzunehmen:

für das Verhältnis 1 : 1 zu $\frac{1}{5}$ der Druckfestigkeit³⁾

„ „ „ 5 : 1 „ $\frac{1}{10}$ „ „

„ „ „ 10 : 1 „ $\frac{1}{20}$ „ „

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

§ 5. Knicksicherheit.

1. Beträgt die Höhe einer zentrisch belasteten Stütze mehr als das 15fache der kleinsten Querschnittabmessung, so ist die Stütze außer auf Achsdruck auch auf Knicken zu berechnen. Hierbei ist die Eulersche Formel anzuwenden unter Voraussetzung einer 10fachen Sicherheit. Das Elastizitätsmaß des Betons ist zu

¹⁾ Für die Herstellung von Beton aus Traß, Kalk und ähnlichen Bindemitteln ohne nennenswerten Zusatz von Zement haben diese Bestimmungen somit keine Gültigkeit.

²⁾ Unter Druckfestigkeit ist hier und im folgenden die Druckfestigkeit von Würfeln zu verstehen, die nach Maßgabe der „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton“ angefertigt und geprüft worden sind (s. Anhang).

³⁾ Unter Druckfestigkeit ist hier und im folgenden die Druckfestigkeit von Würfeln zu verstehen, die nach Maßgabe der „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton“ angefertigt und geprüft worden sind (s. Anhang).

140 000 kg/qcm anzunehmen. Das erforderliche Trägheitsmoment berechnet sich dann zu:

$$J \text{ (in cm}^4\text{)} = 70 P \cdot l^2,$$

worin P die Belastung der Stütze in t und l die volle Stablänge (Stockwerks-höhe) in m ist.

Die Benutzung anderer Knickformeln soll nicht ausgeschlossen sein, doch bedarf es daneben des Nachweises der Knicksicherheit nach der Eulerschen Formel.

2. Ist eine Stütze exzentrisch belastet, oder ist die Möglichkeit vorhanden, daß sie seitliche Drucke erhält (z. B. in Fabriken und Lagerhäusern), so sind neben dem Nachweis der Knicksicherheit (vgl. Ziff. 1) die größten Kantenpressungen zu ermitteln (vgl. § 4).

§ 6. Bauleitung = § 4 Eisenbeton.

§ 7. Die Baustoffe.

Die Eigenschaften der Baustoffe, die verwendet werden, sind auf Anfordern der Baupolizeibehörde durch Zeugnisse nachzuweisen. Im Streitfall entscheidet eine amtliche Prüfungsanstalt.

1. Zement. Verwendet werden darf nur normal bindender Zement, der den jeweils gültigen, behördlich anerkannten Vorschriften für Lieferung und Prüfung von Zement entspricht.

Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfineheit, Zug- und Druckfestigkeit enthalten.

Da erfahrungsmäßig die Abbindezeit eines Zementes wechseln kann, muß der Unternehmer durch wiederholte Abbindeproben auf der Baustelle feststellen, daß kein rasch bindender Zement verwendet wird.

Der Zement ist in der Ursprungspackung (Fabrikpackung) auf der Verwendungsstelle anzuliefern.

2. Sand, Kies und sonstige Zuschläge.

a) Im Sinne dieser Bestimmungen ist zu verstehen:

unter Sand: Gruben-, Fluß-, See-, Brech- oder Quetschsand, Schlackensand¹⁾ (in Wasser gekörnte Hochofenschlacke geeigneter Zusammensetzung), Bimssand¹⁾ usw. bis zu höchstens 7 mm Korngröße;

unter Kies: Kiesgrauen, Kiessteine, Kiesel, Bimskies¹⁾, von 7 mm Korngröße aufwärts bis etwa 70 mm größter Abmessung;

unter Kiessand: das natürliche Gemenge von Sand und Kies, wie es sich an der Gewinnungsstelle vorfindet;

unter Steingrus: zerkleinertes Gestein zwischen etwa 7 und etwa 25 mm;

unter Steinschlag (Schotter): von Hand oder mit der Maschine zerkleinertes Gestein zwischen etwa 25 und etwa 70 mm größter Abmessung.

In Kies, Steingrus und Steinschlag dürfen bis zu 10 vH. feinere Teile enthalten sein.

b) Sand, Kies, Grus, Steinschlag usw. dürfen keine schädlichen Beimengungen enthalten. In Zweifelsfällen ist der Einfluß von Beimengungen durch Versuche festzustellen²⁾.

¹⁾ Bimssand und Bimskies eignen sich zur Herstellung leichter und poriger Bauteile, dagegen nicht für stark beanspruchte Bauteile. Das gleiche gilt für Schlackensand, der schaumig und weich gefallen ist.

²⁾ Sollen Schlacken (Kessel- oder Lokomotivschlacke, zerkleinerte Hochofenschlacke, Müllverbrennungsrückstände u. dgl.) als Zuschlag verwendet werden, so ist vorher zu prüfen, ob sie sich dazu eignen.

- c) Zur Erzielung eines dichten Betons ist es erforderlich, daß Sand, Kies, Grus und Steinschlag gemischtkörnig sind, d. h. Stücke von verschiedener Form und Korngröße in richtiger Menge enthalten.
 - d) Die als Zuschlag verwendeten Baustoffe sollen in der Regel mindestens die gleiche Festigkeit besitzen, wie der erhärtete Mörtel des Betons¹⁾.
 - e) Größere druckfeste Steine können in den Beton eingebettet werden, sofern Zweck, Art und Abmessungen des Betonkörpers dies zulassen und für eine sachgemäße Verteilung solcher Einlagen innerhalb des Betonkörpers sowie für Verwendung ausreichend weicher Betonmasse zur Erzielung einer vollständig dichten Umschließung dieser Einlagen Sorge getragen wird.
3. Wasser. Das Wasser darf keine Bestandteile enthalten, die die Erhärtung des Betons beeinträchtigen. Bei Zweifeln ist die Brauchbarkeit des Wassers vorher durch Versuche festzustellen.

§ 8. Zubereitung der Betonmasse.

1. Betongemenge. Sand, Kies, Grus und Steinschlag werden für den Beton nach Raumteilen, Zement nach Gewicht bemessen.

Zur Umrechnung von Gewichtsteilen auf Raumteile ist das Gewicht des Zementes nach losem Einfüllen in ein Hektolitergefäß zu bestimmen.

2. Mischweise. Die Betonmasse kann von Hand, muß aber bei größeren Bauausführungen durch geeignete Mischmaschinen gemischt werden. Die Zusammensetzung der Mischung muß an der Mischstelle mit deutlich lesbarer Schrift angeschlagen sein und muß sich beim Arbeitsvorgang leicht feststellen lassen.

- a) Bei Handmischung ist die Betonmasse auf einer gut gelagerten, kräftigen, dicht schließenden Pritsche oder auf sonst ebener, schwer abaugender und fester Unterlage herzustellen. Zunächst sind Sand, Kies- sand oder Grus mit dem Zement trocken zu mischen, bis sie ein gleichfarbiges Gemenge ergeben; dann ist das Wasser zuzusetzen, hierauf gröbere Zuschläge, die vorher genäßt und wenn nötig gereinigt werden müssen. Das Ganze ist noch solange zu mischen, bis eine gleichmäßige Betonmasse entstanden ist.
- b) Bei Maschinenmischung wird das gesamte Gemenge zunächst trocken und hierauf unter allmählichem Wasserzusatz so lange noch weiter gemischt, bis eine innig gemischte, gleichmäßige Betonmasse entstanden ist.
- c) Sollen außer Zement noch andere Stoffe (Traß, Kalk u. dgl.) in Pulverform zugesetzt werden, so darf dies, um Nesterbildung zu vermeiden, nur so geschehen (z. B. durch Vermahlen auf der Baustelle), daß eine innige Mischung gewährleistet ist.
- d) Die Mischdauer kann als ausreichend angesehen werden, wenn die Steine allseitig von innig gemischtem, gleichfarbigem Mörtel umgeben sind.

3. Wasserzusatz. Der Wasserzusatz richtet sich nach der Art der Baustoffe, dem Mischungsverhältnis, der Witterung, dem Feuchtigkeitsgehalt und der Wasseraufnahmefähigkeit der Baustoffe sowie nach dem Verwendungszweck des Betons.

Je nach der Menge des zugesetzten Wassers unterscheidet man:

- a) Erdfeuchte Betonmasse. Die Betonmasse gilt als erdfeucht, wenn beim Formen eines Handballens die innere Handfläche sichtlich naß wird; sie enthält nur soviel Wasser, daß erst bei beendigtem Stampfen an der Oberfläche Wasser austritt.

Erdfeuchte Betonmasse muß gestampft werden.

¹⁾ Weiche Gesteine, schwach gebrannte Ziegelsteine u. dgl. sind nicht geeignet.

- b) Weiche Betonmasse. Weiche Betonmasse enthält soviel Wasser, daß die Ränder der durch einen Stampfstoß hervorgerufenen Vertiefung eine kurze Zeit stehen und nur langsam verlaufen.

Weiche Betonmasse verlangt weniger große Stampfarbeit als erdfeuchte.

- c) Flüssige Betonmasse. Flüssige Betonmasse enthält so viel Wasser, daß sie fließt. Stampfen ist unmöglich. Die Masse ist so zu verteilen, daß keine Hohlräume entstehen.

Erdfeuchter Beton ergibt die größte Druckfestigkeit, diese nimmt mit höherem Wasserzusatz ab. Soll bei höherem Wasserzusatz die gleiche Festigkeit erreicht werden wie bei erdfeuchtem Beton, so ist ein größerer Zementzusatz erforderlich.

§ 9. Verarbeitung der Betonmasse.

Allgemeine Bestimmung.

1. Die Betonmasse soll alsbald nach dem Mischen eingebracht und ohne Unterbrechung verarbeitet werden. In Ausnahmefällen darf die Betonmasse einige Zeit unverarbeitet liegen bleiben; bei trockener und warmer Witterung aber nicht über eine Stunde, bei kühler und nasser nicht über zwei Stunden. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungseinflüssen, wie Sonne, Wind, starkem Regen usw., zu schützen und unmittelbar vor Verwendung umzuschaueln. In allen Fällen muß die Betonmasse vor Beginn des Abbindens verarbeitet sein.

2. Bei dem Einbringen der Betonmasse ist darauf zu achten, daß die Gleichmäßigkeit der Mischung erhalten bleibt. Größere Zuschlagteile, die sich abgesondert haben, sind mit dem Mörtel wieder zu vermengen.

3. Man unterscheidet:

- a) Stampfbeton,
- b) Schüttbodyeton,
- c) Gußbeton,
- d) Füllbeton.

a) Stampfbeton.

4. Die Betonmasse darf in die Verwendungsstelle (Baugrube, Verschalung) nur schichtenweise und nur in solcher Höhe eingebracht werden, daß die fertig gestampfte Schicht in der Regel nicht stärker ist als

15 cm bei erdfeuchter Masse,
20 cm bei weicher Masse.

Die einzelnen Schichten sollen, wo es die Bauausführung gestattet, rechtwinklig zu der im Bauwerk auftretenden Druckrichtung und, wo dies nicht möglich ist, gleichlaufend mit der Druckrichtung eingelegt werden.

Die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß die einzelnen Schichten untereinander ausreichend fest binden. Es ist unbedingt erforderlich, daß vor dem Weiterarbeiten auf einer soeben fertig gestampften Schicht die Oberfläche dieser Schicht durch Abkehren mit Stahlbesen, Kelle oder sonstwie gehörig aufgeraut wird.

Treten frische Stampfschichten mit bereits abgebundenen in Berührung (Weiterarbeiten am nächsten Tage), so muß für ausreichend festen Zusammenschluß der Betonschichten gesorgt werden. Neben einer geeigneten Gliederung der in Betracht kommenden Betonkörper selbst (z. B. stufenartige Abtreppungen) ist die Oberfläche der zuletzt gestampften Schicht sofort nach Beendigung der Stampfarbeit gehörig aufzurauben. Diese erhärtete und aufgeraute Oberfläche ist vor dem Fortsetzen des Betonierens von losen Bestandteilen zu reinigen und anzunässen. Sodann ist ein dem Mörtel der Betonmasse entsprechender Zement-

mörtelbrei aufzubringen, wobei streng darauf zu achten ist, daß dieser Mörtelbrei nicht schon abgetrocknet ist oder abgebunden hat, bevor die neue Betonschicht hergestellt wird.

5. Für erdfeuchte Betonmasse sind quadratische oder rechteckige Stampfer von 12 bis 16 cm Seitenlänge und 12 bis 17 kg Gewicht zu verwenden, sofern nicht mechanisch betriebene Stampfer zur Anwendung kommen. Für weiche Betonmasse können leichtere und anders geformte Stampfer verwendet werden.

6. Die Stampfarbeit erhöht innerhalb gewisser Grenzen die Festigkeit, und zwar bei erdfeuchter Betonmasse mehr als bei feuchter. Die Verwendung erdfeuchter Betonmasse empfiehlt sich nur dort, wo die Gewähr für eine ausgiebige Stampfarbeit, sei es von Hand oder maschinell, gegeben ist. Besondere Sorgfalt ist auf das Stampfen der Ecken und Außenseiten (längs der Verschalung) zu verwenden. Die einzelnen Stampfflächen sollen sich etwas überdecken.

b) Schüttbodyen.

7. Schüttbodyen kommt hauptsächlich für die Herstellung unter Wasser in Frage. Die Betonmasse muß in weichem Zustand eingebracht werden¹⁾.

8. Das Schüttbodyen geschieht in Trichtern oder Senkkasten, bei geringen Wassertiefen auch unmittelbar aus dem Fördergefäß. Freier Fall der Betonmasse durch das Wasser muß vermieden werden, deshalb sind die Trichter vor dem Versenken mit Betonmasse zu füllen und während des Schüttbodyens stets genügend gefüllt zu halten; die Senkkasten sind geschlossen bis auf die Schüttbodyfläche herabzulassen.

Die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß ein ausreichend festes Binden der einzelnen Schichten untereinander eintreten kann. Beim Aufbringen neuer Schichten auf abgeordneten Beton muß der darauf abgesetzte Schlamm durch geeignete Mittel (z. B. Absaugen) entfernt werden, damit eine gute Verbindung der Schichten stattfindet. Bei Herstellung starker beanspruchter Bauteile (z. B. Schleusenböden) ist die Arbeit ohne Unterbrechung in Tag- und Nachtschichten auszuführen.

9. Das Wasser in der Baugrube ist ruhig, d. h. ohne Strömung und Auftrieb zu erhalten, da sonst ein Ausspülen des Zementes aus dem Beton durch fließendes Wasser eintreten würde.

c) Gußbeton.

10. Die Betonmasse muß genügend flüssigen Mörtel enthalten, damit dieser alle Hohlräume der Zuschläge (Kies, Schotter) ausfüllt. Kiessand muß soviel feine Teile enthalten, daß eine flüssige Masse entsteht.

Das Mischen der Gußbetonmasse muß in dicht schließenden Maschinen geschehen, um Auslaufen des Mörtels während des Mischens zu verhindern.

11. Bei dem Einbringen der Betonmasse ist darauf zu achten, daß keine Entmischung eintritt. Das Einbringen kann mit Hilfe von Rinnen, Röhren u. dgl. geschehen, damit der Gußbeton vermöge seiner eigenen Schwere an die Verwendungsstelle fließt. Bei steiler Neigung trennt sich in der Rinne das grobe Material von dem Mörtel, durchläuft die Rinne schneller und fällt infolge flacherer Wurfparabel an anderer Stelle nieder als der Mörtel. Hierdurch können z. B. bei Schotter- und grobem Kiesbeton Steinester entstehen, die sich nur durch Handarbeit beseitigen lassen. Bei steiler Rinnenneigung (mehr als 25 vH. gegen die Wagerechte) ist daher vor der Rinnenmündung eine Klappe oder ein Trichter derartig anzubringen, daß die Betonmasse möglichst senkrecht niederfällt. Die Rinnen werden vorteilhaft derart beweglich angeordnet, daß sie die ganze Grundfläche des zu betonierenden Bauteiles bestreichen können.

¹⁾ Das Auswaschen des Zementes kann durch geringen Zusatz von hydraulischem oder Fettkalk (in Seewasser Traß-Kalk) abgemindert werden.

Um der Entmischung des Betons beim freien Fall vorzubeugen, soll der Auslauf der Zubringer nicht höher als 2 m über der Verwendungsstelle liegen.

Größere Zuschlagteile, die sich beim Einbringen der Betonmasse abgesondert haben, sind mit dem Mörtel wieder zu vermengen.

12. Der Gußbeton ist in hohen Schichten herzustellen, wenn nicht der ganze Bauteil in einem Guß betoniert werden kann. Zu diesem Zweck sind bei größerer Grundrißausdehnung einzelne Bauabschnitte zu bilden. Die Massen sind innerhalb einer Arbeitsschicht so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß die einzelnen über- oder nebeneinander liegenden Betonstreifen ausreichend fest binden.

Bei längerer Unterbrechung der Arbeit (Weiterarbeiten am folgenden Tage) muß für ausreichend festen Zusammenschluß der Betonschichten gesorgt werden. Neben einer geeigneten Gliederung der in Betracht kommenden Betonkörper selbst ist die Oberfläche der zuletzt gegossenen Schicht möglichst unregelmäßig und rau zu gestalten. In besonders wichtigen Fällen kann dies dadurch geschehen, daß Bruchsteinbrocken, Stücke von starken Rundeisen, Schienenstücke u. dgl. mindestens bis zur Hälfte ihrer Höhe oder Länge als Dübel in die noch nicht erhärtete Schicht eingelassen werden, so daß der überstehende Teil dieser Dübel in die neu aufzubringende Schicht hineinragt. Vor dem Aufbringen neuer Betonmassen am nächsten Tage ist die alte Oberfläche durch Abkehren zu reinigen und gehörig anzunässen.

Stampfen ist bei Gußbeton nicht möglich. Kann die Betonmasse nicht von selbst überall hinfließen, so ist durch Nachhelfen mit geeigneten Geräten dafür zu sorgen, daß sie alle Bauteile, auch die Ecken und Außenflächen (längs der Verschalung) satt ausfüllt.

d) Füllbeton.

13. Füllbeton kommt in erdfeuchtem, weichem oder flüssigem Zustand da zur Anwendung, wo es sich um die Herstellung wenig beanspruchter zusammenhängender Massen handelt. Seine Verarbeitung richtet sich nach Material und Zweck.

14. Die hier gegebenen Vorschriften finden sinngemäße Anwendung auch für Eisenbauwerke mit Betonumhüllung und für Beton mit Eiseneinlagen¹⁾. Für rostschützende Umhüllung der Eiseneinlagen ist zu sorgen.

§ 10. Betonieren bei Frost.

Bei stärkerem Frost als -3°C an der Arbeitsstelle darf nur betoniert werden, wenn in geeigneter Weise gesorgt wird, daß der Frost keinen Schaden bringt. Die Baustoffe dürfen nicht gefroren sein. An gefrorene Bauteile darf nicht anbetoniert werden. Beton, der im Abbinden ist, ist besonders sorgfältig vor Kälteeinwirkung zu schützen.

§ 11. Herstellung der Schalungen.

(§ 10, 1, 3, 4, 5, 6, 8 Bestimmungen für Eisenbeton.)

§ 12. Schalungsfristen und Ausschalen wie § 11 Eisenbeton.

4. Tritt während der Erhärtung Frost ein, so sind die sonst erforderlichen Ausschaltungsfristen mindestens um die Dauer der Frostzeit zu verlängern. Bei Wiederaufnahme der Arbeiten nach dem Frost und vor jeder weiteren Ausschaltung ist der Beton darauf zu untersuchen, ob er abgebunden hat und genügend erhärtet, nicht nur hart gefroren ist.

¹⁾ Hierunter ist nicht Eisenbeton im eigentlichen Sinne zu verstehen. Für diesen gelten die „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom 13. Januar 1916“.

§ 13. Prüfung während der Ausführung. Probelastungen.

1. Die Baupolizeibehörde kann während der Bauausführung Anfertigung und Prüfung von Probekörpern verlangen¹⁾. Die Probekörper hat der Unternehmer auf der Baustelle herzustellen, auf Verlangen der Baupolizeibehörde in Gegenwart des Baupolizeibeamten. Sie sind anzufertigen und zu prüfen nach den „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton“.

2. Die Festigkeitsprüfung kann auf der Baustelle oder an anderer Prüfungsstelle mittels einer Betonpresse, deren Zuverlässigkeit von einer staatlichen Versuchsanstalt bescheinigt ist, oder in einer staatlichen Prüfungsanstalt vorgenommen werden.

3. Probelastungen sollen auf den unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden. Sie sind nicht vor 45 tägiger Erhärtung des Betons vorzunehmen.

Bei Probelastung von Brückenbauten sind die wirklichen der Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten oder gleichwertige Belastungen aufzubringen.

Teil IV: Erlaß, betreffend die baupolizeiliche Behandlung ebener Steindecken bei Hochbauten.

(23. November 1918.)

Die Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom 13. Januar 1916 (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 113) finden auf ebene Decken aus Ziegelsteinen mit Eiseneinlagen sinngemäß Anwendung, sofern die statischen Verhältnisse, namentlich die Form und Lage der Eisenstäbe, den Voraussetzungen entsprechen, die den genannten Bestimmungen zugrunde liegen.

Das Elastizitätsmaß des Ziegelkörpers ist dabei zum fünfzehnten Teile von dem des Eisens anzunehmen ($n = 15$).

Druckbeanspruchung. Die bei der Biegung in der Steinlage auftretende größte Druckspannung soll, die Verwendung von Zementmörtel (Mischungsverhältnis 1 : 3 mit höchstens 7 vH. Weißkalkzusatz) vorausgesetzt, nicht 15 vH. der durch amtliche Zeugnisse nachzuweisenden Druckfestigkeit der Steine überschreiten, in keinem Falle aber mehr als 35 kg/qcm betragen.

Überbeton. Eine zur Erhöhung der Tragfähigkeit aufgebrachte Betonschicht bleibt, wenn sie weniger als 3 cm stark ist, bei der Tragfähigkeitsberechnung außer Betracht; bei mindestens 3 cm, aber nicht mehr als 5 cm Stärke ist die Tragfähigkeit nach obigen Vorschriften für Steineisendecken zu berechnen. Hat jedoch die Betonschicht eine größere Stärke als 5 cm, dann ist die Decke stets als eine Eisenbetondecke nach den Bestimmungen vom 13. Januar 1916 zu behandeln. Der zu Verstärkung über den Decken aufgebrachte Beton darf bei einem Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Zement auf 3 Raumteile Kiessand höchstens mit 35 kg/qcm auf Druck beansprucht werden.

In jeder Fuge soll höchstens ein Eisen liegen. Bei der Verwendung von Rundeisen muß die Mörtelstärke unterhalb der Eisen mindestens 1 cm, bei Flacheisen mindestens $\frac{1}{12}$ cm betragen; im übrigen müssen die Eisen in den Fugen satt in Mörtel eingebettet liegen.

Einspannungsmoment. Decken, die beiderseits auf den unteren Flanschen eiserner Träger aufliegen und dicht an die Stege dieser Träger anschließen, sowie Decken, die auf gestelzten Auflagern über den Unterflanschen von eisernen Trägern aufliegen und bei denen eine Verspannung zwischen Decke und Trägeroberflansch durch Beton hergestellt wird, dürfen als halb eingespannt angesehen und nach der Formel $M = \frac{pl^2}{10}$ berechnet werden. Dabei ist vorausgesetzt, daß die ge-

stelzten Auflager aus Beton im Mischungsverhältnis 1 : 3 bestehen und mit einer flachen Neigung — nicht steiler als 1 : 3 — an die Decken anschließen.

Ansteigende Steindecken (Treppenläufe) gelten im allgemeinen nicht als halbeingespannte Decken und müssen wie frei aufliegende Decken mit $M = \frac{pl}{8}$ berechnet werden.

Ausnahmsweise kann jedoch auch mit $\frac{pl^2}{10}$ gerechnet werden, wenn besondere Vorkehrungen für eine sichere Einspannung getroffen sind.

Wird freie Auflagerung im Mauerwerk angenommen, so muß durch obere Eiseneinlagen einer etwa doch vorhandenen unbeabsichtigten Einspannung Rechnung getragen werden.

Größte Lichtweite. Die Lichtweite der Steineisendecken darf 6,50 m nicht übersteigen.

Mindesthöhe der Deckensteine. Für die Mindestabmessungen der Deckensteine gelten die Vorschriften unter § 16 Ziffer 10 der Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom 13. Januar 1916 mit der Maßgabe, daß die Steine bei belasteten Decken mindestens 10 cm, bei Dach-eindeckungen mindestens 6 cm stark sein müssen.

Amtliche Prüfung der Deckensteine. Die Übereinstimmung der Güte der zur Verwendung kommenden Ziegelsteine mit der durch die Prüfungszeugnisse amtlicher Versuchsanstalten nachgewiesenen ist fortdauernd sorgfältig zu überwachen. Daher ist eine Wiederholung der Prüfung durch solche Anstalten nach den Weisungen und unter entsprechender Mitwirkung der Baupolizeibehörde in angemessenen Zwischenräumen (etwa 1 Jahr) erforderlich. Der geforderte Nachweis über die Druckfestigkeit der Deckensteine ist nur durch Versuche an ganzen Steinen zu erbringen.

Erschütterungszuschläge. Nach dem Grade der Erschütterungen wird die zulässige Druckspannung σ_s , sowohl der Steine wie des Überbetons und die Zugspannung des Eisens σ_e wie nachstehend festgesetzt:

Art des Bauwerk oder des Bauteil	σ_s kg/qcm	σ_e kg/qcm
a) Decken in Hochbauten mit vorwiegend ruhenden Lasten	35	1200
b) Decken in Fabriken, Tanzsälen, die der unmittelbaren Einwirkung von Stößen und Erschütterungen ausgesetzt sind	30	1000
c) Decken in Durchfahrten und Hofunterkellerungen und sonstige Decken, die sehr stark (z. B. durch schwere Maschinen) erschüttert werden	25	900

Auf Verlangen der Baupolizeibehörde ist in der Gruppe b) in Fällen mit besonders großen Erschütterungen und Stößen die veränderliche Last mit ihrem 1,5fachen und in Gruppe c) mit ihrem 2fachen in die Rechnung einzusetzen, dann dürfen aber als Werte $\sigma_s = 35$ kg/qcm und $\sigma_e = 1200$ kg/qcm der Rechnung zugrunde gelegt werden. Bei Berechnung von Unterzügen kann im allgemeinen von den Zuschlägen für Erschütterungen Abstand genommen werden, jedoch dürfen die Bauglieder die unter b) und c) angegebenen Spannungen nicht überschreiten.

Schubspannung. Die zulässige Schubbeanspruchung τ_0 der Deckensteine wird auf 2,5 kg/qcm festgesetzt. Sollten größere Druckfestigkeiten der Deckensteine mit mehr als 225 kg/qcm nachgewiesen werden, so kann eine entsprechende Steigerung der Schubspannungen, jedoch nur bis höchstens 4 kg/qcm, zugelassen werden. Bei höherer Schubspannung sind Vollsteine oder Vollbeton zu wählen

und die Schubspannungen im Bereiche der höheren Werte vollständig durch Eisen aufzunehmen.

Haftspannung. Die zulässige Haftspannung τ_1 beträgt 4,5 kg/qcm.

Bei höheren Werten sind besondere Vorkehrungen (Haken, Splinte) zur Aufnahme der Haftspannungen zu treffen.

Schutzschicht. Alle Steineisendecken müssen, um eine Abnutzung der Tragkonstruktionen zu verhüten, eine besondere Schutzschicht erhalten. Es bleibt überlassen, für diese Schutzschicht, sei es in Wohn-, Geschäfts- oder Fabrikgebäuden, ein genügend widerstandsfähiges Material in hinreichender Stärke (etwa 1 bis 2 cm) zu verwenden.

Die zur Verstärkung der Deckenplatte etwa erforderliche Aufbetonierung wird nicht gleichzeitig als Schutzschicht zugelassen.

Eisenlose Steindecken. Auf ebene Decken ohne Eiseneinlagen sind vorstehende Vorschriften nicht anwendbar.

Solche Decken sind, falls sie aus Steinen Kleinescher oder ähnlicher Art unter Verwendung guter Materialien (Mörtel wie bei den Steineisendecken) sachgemäß ausgeführt werden und zur Aufnahme des wagerechten Schubes Vorkehrungen getroffen sind, auf Grund bisheriger Erfahrungen und Probelastungen mit folgenden Spannweiten zulässig:

Bei Wohngebäuden bis $l = 1,30$ m bei 10 cm hohen Steinen, bis $l = 1,40$ m bei 12 cm hohen Steinen.

Bei Fabrikgebäuden bis $l = 1,0$ m bei 10 cm hohen Steinen, bis $l = 1,10$ m bei 12 cm hohen Steinen, wobei vorausgesetzt wird, daß die Schalung mit 3 bis 5 cm Stich ausgeführt wird.

Probelastungen, die als Grundlage für die Zulassung neuer Bauweisen für ebene Steindecken ohne Eiseneinlagen dienen sollen, sind unter Mitwirkung des Materialprüfungsamtes in Berlin-Lichterfelde auszuführen.

Wegen der Verpflichtung zur Tragung der Kosten, welche durch die baupolizeiliche Prüfung der vorerwähnten Konstruktionen, die Überwachung ihrer Ausführung und die Bauabnahme entstehen, gilt das im Erlasse des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 16. April 1904 (Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 253) Gesagte.

Anhang II.

Vorschriften der Stadt NewYork für den Entwurf von trägerlosen Eisenbetondecken (v. August 1920)¹⁾.

§ 1. Anwendung.

Die Bestimmungen für den Entwurf von trägerlosen Eisenbetondecken sollen bei solchen Decken und Dächern Anwendung finden, die aus 3 oder mehr Reihen von Feldern bestehen, ohne Balken oder Unterzüge, von Säulen unterstützt, so daß die Konstruktion kontinuierlich über die Säulen hinweg reicht und mit ihnen einen monolithischen Bau bildet.

§ 2. Übereinstimmung mit den Bauvorschriften.

Beim Entwurf von trägerlosen Eisenbetondecken soll der Artikel 16 der Bauvorschriften Berücksichtigung finden für solche Fälle, wie sie dort angegeben sind. Die allgemeinen Bauvorschriften gelten für alle Fälle, die in den vorliegenden Bestimmungen nicht besonders besprochen werden.

§ 3. Annahmen.

Die Voraussetzungen für die Berechnung der Querschnitte bleiben dieselben wie bei anderen Eisenbetonbauten.

§ 4. Beanspruchungen.

a) Die zulässige Scherspannung am Umfange der Säulenköpfe soll $8,4 \text{ kg/cm}^2$ (120 Pfund pro Quadratzoll) nicht übersteigen. Die zulässige Scherspannung im Schnitt längs des Umfanges der Unterlagsplatte soll $4,2 \text{ kg/cm}^2$ nicht übersteigen (60 Pfund pro Quadratzoll); vorausgesetzt ist, daß die Bewehrung für positive und negative Momente voll ausgenutzt wird.

b) Die Randspannung im Beton auf Druck über dem Säulenkopf soll $52,8 \text{ kg/cm}^2$ (750 Pfund pro Quadratzoll) nicht übersteigen.

§ 5. Säulen.

Die geringste Abmessung von Säulen, die als Unterstützung bei trägerlosen Eisenbetondecken dienen, soll nicht kleiner sein als $\frac{1}{15}$ der durchschnittlichen Spannweite eines der angrenzenden Deckenfelder; aber keinesfalls soll die geringste Abmessung einer inneren Säule, die als Unterstützung einer Decke oder eines Daches dient, kleiner sein als 40,6 cm (16 Zoll), wenn die Säule rund, oder 35,6 cm (14 Zoll), wenn die Säule quadratisch ist. Auch soll die kleinste Abmessung einer äußeren Säule nicht kleiner sein als 35,6 cm (14 Zoll).

¹⁾ Diese Bestimmungen wurden nach längeren Verhandlungen der Baubehörden mit namhaften Ingenieuren und Architekten auf Grund von Versuchen und mehrjährigen Erfahrungen angenommen.

§ 6. Säulenkopf.

Jede Eisenbetonsäule, die eine trägerlose Decke unterstützt, soll einen Säulenkopf haben, dessen Durchmesser nicht kleiner ist als das 0,225fache der durchschnittlichen Spannweite eines der angrenzenden Deckenfelder (Fig. 1).

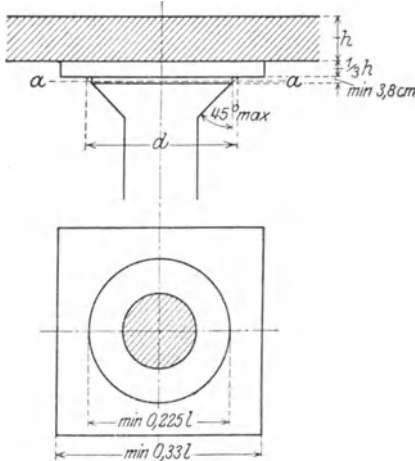


Fig. 1. Innensäule.

Dieser Durchmesser soll im Horizontalschnitt $a \dots a$ gemessen werden, wo die Stärke des Säulenkopfes in vertikaler Richtung mindestens 3,8 cm ($1\frac{1}{2}$ Zoll) ist. Bei polygonalen Querschnitten soll dies der Durchmesser des eingeschriebenen Kreises im Horizontalschnitt $a \dots a$ sein. Die Neigung des wirksamen Säulenkopfes gegen die Vertikale soll nicht mehr als 45° betragen. Bei der Anordnung von Unterlagsplatten mit geringeren Abmessungen als sie in § 7 über dem Säulenkopf vorgesehen sind, soll als Säulenkopfdurchmesser der Durchmesser angenommen werden, der innerhalb der Verlängerung der unter 45° geneigten Außenlinie mit der Unterkante der Platte liegt (Fig. 1).

§ 7. Säulenplatte.

Wird eine trägerlose Eisenbetondecke über dem Säulenkopf verstärkt, so wird der verstärkte Teil als Unterlagsplatte bezeichnet, deren Abmessungen durch die Scherspannungen längs des Schnittes am Umfange der Platte bedingt sind. Keinesfalls soll die Breite der Platte kleiner sein als ein Drittel der durchschnittlichen Spannweite irgendeines der angrenzenden Deckenfelder (Fig. 1).

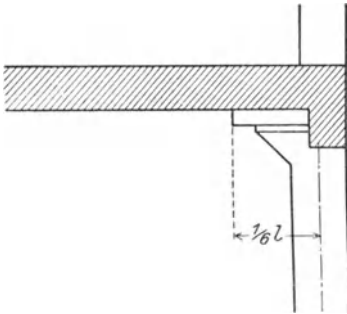


Fig. 2. Außensäule.

Die Stärke der Unterlagsplatte, die keinesfalls kleiner sein soll als ein Drittel der Deckenstärke, berechne man aus dem negativen Stützenmoment, das über die ganze Breite der Unterlagsplatte verteilt gedacht wird. Wo bei Innensäulen Unterlagsplatten verwendet werden, sollen entsprechende Unterlagsplatten bei den Randsäulen angeordnet werden, und sollen da eine Breite bekommen bis zu $\frac{1}{6}$ der Feldweite, gemessen vom Mittelpunkt der Säule aus (Fig. 2).

§ 8. Deckenstärke.

Die Stärke einer trägerlosen Eisenbetondecke soll nicht kleiner sein, als sie sich aus der Formel ergibt $d = 0,09 l \cdot \sqrt{q} + 3,9$ für Decken ohne Unterlagsplatten und $d = 0,075 l \cdot \sqrt{q} + 2,5$ für Decken mit Unterlagsplatten, wobei d die Deckenstärke in cm, l die durchschnittliche Spannweite der Decke in m und q die gesamte (ständige und veränderliche) Belastung in kg/qcm einzusetzen sind. Keinesfalls soll die Deckenstärke kleiner sein als $\frac{1}{32}$ der durchschnittlichen Spann-

weite der Decken oder $\frac{1}{40}$ der durchschnittlichen Spannweite bei Dächern, bzw. nicht kleiner als 15,2 cm (6 Zoll) bei Decken oder 12,7 cm (5 Zoll) bei Dächern.

§ 9. Bewehrung.

a) Bei Berechnung der Momente für irgendeinen Schnitt können alle Eiseneinlagen, welche durch diesen Schnitt gehen, in Rechnung gesetzt werden, vorausgesetzt, daß diese Eisen nach jeder Richtung weit genug gehen, so daß sie den vollen Betrag der Spannung, die in diesem Schnitt herrscht, aufnehmen können. Als wirksamer Eisenquerschnitt sollen die Eisen gerechnet werden, die die Schnittfläche kreuzen, multipliziert mit dem Sinus des Winkels, den die Richtung der Eisen mit der Schnittebene bildet. Die Bewehrung soll so verteilt werden, daß sie zur Aufnahme der Momente in jedem beliebigen Schnitt genügt.

b) Stoßstellen der Eisen sollen an die Stellen der kleinsten Spannungen gelegt werden. Die Überlappung der Eisen an einer Stoßstelle soll nicht kleiner sein als 80 Eisendurchmesser, mindestens 61 cm (2 Fuß). Benachbarte Eisen sollen nach Möglichkeit an verschiedenen Stellen gestoßen werden. Deckeneisen, die zur Aufnahme der negativen Momente über die Säulenköpfe geführt werden, sollen mindestens bis zu den Momentennullpunkten geführt werden.

c) Wird die Bewehrung in Bändern angeordnet, so sollen wenigstens 50 v. H. der Eiseneinlagen in jedem Band mindestens von Mitte zu Mitte Säule reichen, sowohl rechtwinklig wie diagonal gemessen. Eiseneinlagen, die als positive Bewehrung der Quer- oder Mittelbänder verwendet werden, sollen mindestens $\frac{l}{2} + 40$

Eisendurchmesser, für die Diagonalbänder mindestens $\frac{7}{10} l + 40$ Eisendurchmesser lang sein. Keine Eiseneinlage, die als negative Bewehrung benützt wird, soll kürzer sein als $\frac{l}{2}$. Die Bewehrung, die bei Randfeldern senkrecht zur Außenwand verläuft, soll bis zum äußeren Rande der Decke reichen. Alle Eiseneinlagen sollen genügend verankert sein.

d) Entsprechende Maßnahmen sind vorzusehen, um die Deckenbewehrung in der Lage festzuhalten, wie sie bei den Berechnungen angenommen war.

§ 10. Wendepunkte der Biegelinie. (Momentennullpunkte.)

Bei der Bestimmung der Biegemomente für andere Querschnitte als sie in diesen Regeln angeführt sind, soll angenommen werden, daß die Momentennullpunkte in einem Abstände $\frac{l}{4}$ von der Säulenachse liegen für Decken ohne Unterlagsplatten und $\frac{3}{10} l$ für Decken mit Unterlagsplatten; beides rechtwinklig und diagonal gemessen.

§ 11. Verteilung der Biegemomente.

Beim Entwurf von trägerlosen Eisenbetondecken werden für Querschnittsbemessungen die Biegemomente in verschiedene Zonen eingeteilt.

Teilt man die innerhalb der 4 Säulenachsen liegende Fläche in vier Teile, so erhält man:

- a) Die Innenzone aus den beiden inneren Vierteln.
- b) Die Außenzone sind die angrenzenden Streifen zu beiden Seiten der Säulenmittellinie.
- c) Die Säulenkopffzone die Viertel zu beiden Seiten der Säulenachse.
- d) Die Mittelzone als die inneren Viertel zwischen den Säulenkopffzonen (Fig. 3).

§ 12. Biegemomente.

Beim Entwurf sollen hinsichtlich der Biegemomente folgende Annahmen gemacht werden. [Bezeichnungen: q die totale (ständige und veränderliche) Belastung des betrachteten Feldes, einschließlich des Gewichtes der Unterlags-

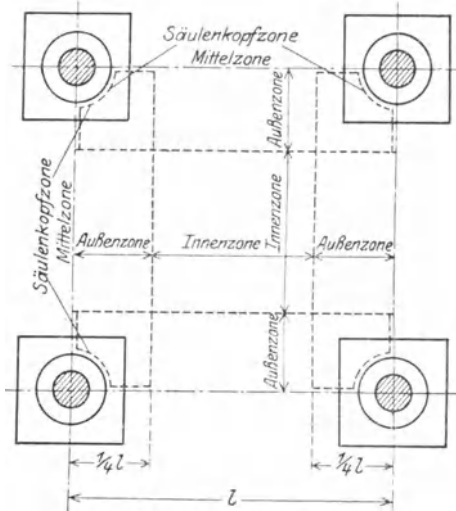


Fig. 3.

platte; p die veränderliche Belastung; l die Spannweite eines quadratischen Feldes, gemessen zwischen Säulenmitten, oder die durchschnittliche Spannweite eines rechteckigen Feldes; λ das Verhältnis der größeren zur kleineren Spannweite; h die freie Länge dieser Säule in cm gemessen von Oberkante Decke bis zum Ansatzpunkt des Säulenkopfes; J das Trägheitsmoment des Querschnittes der Eisenbetonsäule.)

I. Innere quadratische Felder.

Die numerische Summe der positiven und negativen Momente soll nicht kleiner sein als $\frac{1}{17} q l^2$. Eine Differenz von 15 v. H. für das Moment in irgendeinem Schnitt soll zulässig sein.

Keinesfalls soll bei Decken mit Unterlagsplatten die Summe der negativen Momente kleiner sein als 66 v. H., noch soll die Summe der positiven Momente kleiner sein als 34 v. H. der Gesamtmomente.

Bei Decken ohne Unterlagsplatten soll die Summe der negativen Momente nicht kleiner sein als 60 v. H., die Summe der positiven Momente nicht kleiner als 40 v. H. des Gesamtmomentes.

1. Zweigsystem (Fig. 4).

Bei Decken mit Unterlagsplatten sollen für 1 m Breite die Momente betragen für die Säulenkopfzone:

$$M_1 = -\frac{q l^2}{16};$$

für die Mittelzone:

$$M_2 = -\frac{q l^2}{66,5};$$

für die Außenzone:

$$M_3 = +\frac{q l^2}{40};$$

für die Innenzone:

$$M_4 = +\frac{q l^2}{66,5};$$

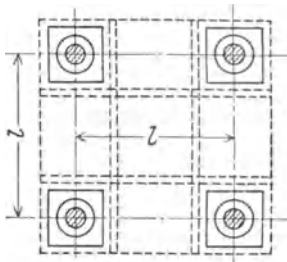


Fig. 4.

Für Decken ohne Unterlagsplatten:

$$M_1 = -\frac{1}{18} q l^2, \quad M_2 = -\frac{1}{66} q l^2, \quad M_3 = +\frac{1}{31,5} q l^2, \quad M_4 = +\frac{1}{66,5} q l^2.$$

2. Vierwegsystem (Fig. 5).

Die negativen Momente sollen ebenso bestimmt werden wie bei den Zweiwegsystemen.

Das positive Moment bei Decken mit Unterlagsplatten:

$$M_3 = + \frac{1}{50} q l^2 = M_4$$

Bei Decken ohne Unterlagsplatten.

$$M_3 = + \frac{1}{37} q l^2, \quad M_4 = + \frac{1}{50} q l^2.$$

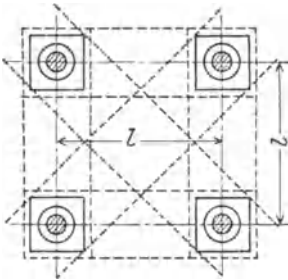


Fig. 5.

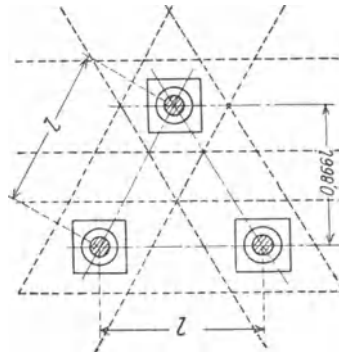


Fig. 6.

3. Dreiwegsystem.

Bei dem Dreiwegsystem (Fig. 6) sollen die negativen Momente M_1 und M_2 und das positive Moment M_3 für die Außenzone ebenso bestimmt werden wie beim Vierwegsystem.

Hierbei sollen l den Abstand von Mitte zu Mitte Säule und die Last q die Belastung des parallelogrammförmigen Feldes andeuten.

II. Innere rechteckige Felder.

1. Wenn das Verhältnis $\lambda = \frac{l_a}{l_b} \leq 1,1$ ist, so können alle Berechnungen wie für quadratische Felder durchgeführt werden, deren Seitenlänge gleich ist der durchschnittlichen Spannweite. Die Bewehrung in der kurzen und langen Richtung soll gleichmäßig verteilt werden, entsprechend den Koeffizienten der Biegemomente, wie sie für innere quadratische Felder gelten.

2. Liegt das Verhältnis λ zwischen 1,1 und 1,33, so sollen die Koeffizienten der Biegemomente, wie sie für innere quadratische Felder gelten, in folgender Weise angewandt werden:

a) Bei Zweiwegsystemen sollen die negativen Momente M_1 und M_2 und die positiven Momente M_3 und M_4 im rechten Winkel zur langen Säulenachse so bestimmt werden wie für ein quadratisches Feld von einer Seitenlänge gleich der größeren Abmessung des rechteckigen Feldes.

Die entsprechenden Momente rechtwinklig zur kurzen Richtung sollen so bestimmt werden wie für ein quadratisches Feld von der Seitenlänge gleich der kleineren Abmessung des rechteckigen Feldes.

Keinesfalls soll die Bewehrung in der kurzen Richtung weniger betragen als $\frac{2}{3}$ derjenigen in der langen Richtung. Die Last soll der Belastung des betrachteten rechteckigen Feldes entsprechen.

b) Bei Vierwegsystemen soll das negative Moment M_1 und das positive Moment M_3 für die rechtwinklig verlaufenden Bänder ebenso bestimmt werden wie die entsprechenden Zonen bei Zweiwegsystemen.

Bei den diagonal verlaufenden Bändern sollen die negativen Momente M_1 und M_2 und das positive Moment in der Innenzone M_4 so bestimmt werden, wie für ein quadratisches Feld mit einer Seitenlänge gleich der durchschnittlichen Spannweite des rechteckigen Feldes und mit der Belastung des betrachteten rechteckigen Feldes.

c) Bei Dreiwegsystemen sollen die negativen und positiven Momente für die Bänder, die parallel zur langen Spannweite verlaufen, so bestimmt werden, wie für ein quadratisches Feld, dessen Seitenlänge gleich ist der größeren Abmessung. Die Momente für die Bänder, die parallel zur kurzen Richtung verlaufen sollen so bestimmt werden wie für ein quadratisches Feld, dessen Seitenlänge gleich ist der kleineren Abmessung und mit der Belastung des betrachteten parallelogrammförmigen Feldes.

III. Randfelder.

Die negativen Momente über der ersten inneren Säulenreihe und die positiven Momente in der Mitte der Randfelder in Schnitten parallel zur Wand sollen um 20% vergrößert werden, gegenüber den Werten, wie sie sich für die entsprechenden Innenfelder ergeben.

Die negativen Momente an der Außenwand und parallel dazu sollen unter Berücksichtigung des Einspannungsgrades bestimmt werden.

Das negative Moment in der Mittelzone soll niemals kleiner sein als 50 v. H. und das negative Moment in der Säulenkopfzone nicht kleiner sein als 80 v. H. der entsprechenden Momente an der ersten inneren Säulenreihe.

IV. Innensäulen

sollen unter Berücksichtigung der Biegemomente berechnet werden, welche durch ungleichmäßig belastete Felder, exzentrische Belastung oder ungleichmäßige Verteilung der Säulen verursacht werden. Das Biegemoment infolge ungleichmäßig belasteter Felder soll $\frac{1}{40} q l_2$ betragen und soll von den Säulen direkt über bzw. unter der betrachteten Decke im Verhältnis $\frac{J}{h}$ aufgenommen werden.

V. Randsäulen

sollen so bestimmt werden, daß sie in gleicher Weise wie Innensäulen biegefest sind, nur daß in der Formel für das Moment q durch p zu ersetzen ist. Das so berechnete Moment kann durch Berücksichtigung des Gegenmomentes ermäßigt werden, welches durch die Auflast jenseits der Verbindung der Säulenachsen entsteht.

VI. Dachsäulen

sollen so berechnet werden, daß sie das Gesamtmoment aufnehmen können, welches sich aus ungleichmäßig belasteten Feldern ergibt. Die Berechnung erfolgt wie unter IV und V.

§ 13. Wände und Öffnungen.

Beim Entwurf von trägerlosen Eisenbetondecken soll eine Verstärkung der Decke oder der Träger vorgesehen werden, wenn Wände oder andere Einzellasten aufzunehmen sind. Die Berechnung solcher Decken soll unter einer Belastung erfolgen gleich der Gesamtlast, vermehrt um einen 20 prozentigen Zuschlag. Für den Fall, daß Öffnungen in der Decke die Tragfähigkeit der Decke verringern, sind Träger vorzusehen.

§ 14. Sonderfälle.

Bei Bauten, die eine so geringe Ausdehnung haben, daß weniger als drei Reihen Deckenfelder vorhanden sind, oder bei denen die äußeren Unterlagsplatten, Säulenköpfe oder Randsäulen weggelassen sind, oder bei denen unregelmäßige oder besondere Felder benützt werden und für welche vorstehende Bestimmungen nicht direkt anwendbar sind, sollen besondere Berechnungen vorgelegt werden.

Anhang III. Querschnitte und Gewichte von Rundeisen.

Anzahl der Rundeisen und deren Querschnitte in cm². (Einheitsgewicht 7850 kg/cbm.)

Durchmesser in mm	1	2	3	4	5	6	7	9	9	10	11	12	13	14	15
5	0,154	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,76	1,96	2,16	2,35	2,55	2,74	2,94
6	0,222	0,28	0,57	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	3,11	3,40	3,68	3,96	4,25
7	0,302	0,38	0,77	1,16	1,54	1,93	2,31	2,70	3,08	3,47	3,85	4,24	4,62	5,01	5,39
8	0,395	0,50	1,01	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	5,53	6,04	6,54	7,04	7,55
9*	0,499	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	7,00	7,63	8,27	8,90
10	0,617	0,79	1,57	3,14	3,93	4,71	5,50	6,29	7,06	7,85	8,64	9,42	10,21	11,00	11,78
11*	0,746	0,95	1,90	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	9,50	10,45	11,40	12,35	13,30	14,25
12	0,888	1,13	2,26	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,30	12,43	13,56	14,69	15,82	16,95
13*	1,042	1,33	2,66	5,32	6,65	7,98	9,31	10,64	11,97	13,30	14,63	15,96	17,29	18,62	19,95
14	1,208	1,54	3,08	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,86	15,40	16,94	18,48	20,02	21,56	23,10
15*	1,387	1,77	3,54	7,08	8,85	10,62	12,93	14,16	15,93	17,70	19,47	21,24	23,01	24,78	26,55
16	1,578	2,01	4,02	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10	22,11	24,12	26,13	28,14	30,15
17*	1,782	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,62	15,89	18,16	20,43	22,70	24,97	27,24	29,51	31,78
18	1,998	2,54	5,08	7,62	10,16	12,70	15,24	17,78	20,32	22,86	25,40	27,94	30,48	33,02	35,56
19*	2,226	2,84	5,68	8,52	11,36	14,20	17,04	19,88	22,72	25,56	28,40	31,24	34,08	36,92	39,76
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	34,54	37,68	40,82	43,96
21*	2,719	3,46	6,92	13,84	17,30	20,76	24,22	27,68	31,14	34,60	38,06	41,52	44,98	48,44	51,90
22	2,984	3,80	7,60	15,40	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	38,00	41,80	45,60	49,40	53,20	57,00
23*	3,261	4,15	8,30	16,60	20,75	24,90	29,05	33,20	37,35	41,50	45,65	49,80	53,95	58,10	62,25
24*	3,551	4,52	9,04	18,08	22,60	27,12	31,64	36,16	40,68	45,20	49,72	54,24	58,76	63,28	67,80
25	3,853	4,91	9,82	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10	54,01	58,92	63,83	68,74	73,65
26*	4,168	5,31	10,62	21,24	26,55	31,86	37,17	42,48	47,79	53,10	58,41	63,72	69,03	74,34	79,65
27*	4,495	5,73	11,46	22,92	28,65	34,38	40,11	45,84	51,57	57,30	63,03	68,76	74,49	80,22	85,95
28	4,834	6,16	12,32	24,64	30,80	36,96	43,12	49,28	55,44	61,60	67,76	73,92	80,08	86,24	92,36
29*	5,185	6,61	13,22	26,44	33,05	39,66	46,27	52,88	59,49	66,10	72,71	79,32	85,93	92,54	99,08
30*	5,549	7,07	14,14	28,28	35,35	42,42	49,49	56,56	63,63	70,70	77,77	84,84	91,91	98,98	106,06
32	6,313	8,04	16,08	32,16	40,20	48,24	56,28	64,32	72,36	80,42	88,46	96,50	104,54	112,58	120,62
34*	7,127	9,08	18,16	36,32	45,40	54,48	63,56	72,64	81,72	90,79	99,87	108,9	118,0	127,1	136,2
36	7,990	10,18	20,36	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	112,0	122,2	132,3	142,5	152,7
38*	8,903	11,34	22,68	45,36	56,40	68,04	79,38	90,72	102,06	113,4	124,7	136,1	147,4	158,8	170,1
40	9,87	12,57	25,14	50,28	62,85	75,42	87,99	100,6	113,1	125,7	138,3	150,8	163,4	176,0	188,6

*) Diese Abmessungen sollen in Zukunft auf Vorschlag des Normenausschusses in Wegfall kommen.

Sachregister.

(Die Zahlen bedeuten die Seitenzahlen.)

„Ackermann“-Decke 28.
Arbeitsleistungen (Stunden) bei Eisenbetonbauten 600.
Architektur im Eisenbetonbau 601.
Auflagerquerschnitt, Bemessung bei Platten 20.
—, Bemessung bei T-Balken 55.
Auslauftrichter bei Silos, Berechnung von 221 u. f.

Balkenbrücken, Berechnung von 269 u. f.
Belastungsannahmen bei Straßenbrücken aus Eisenbeton 270.
Bemessung von Deckenplatten 14.
— von T-Querschnitten (ohne Betonzug) 52 u. f.
— von Querschnitten auf Biegung und Druck 146.
— — — — — Zug 241.
Bemessungstafel für rechteck. Querschnitte mit doppelt symm. Bewehrung bei Biegung und Druck 127.
— — — — — Zug 205.
Betonfundamente von Stützen 133.
Betonpfähle 256.
Biegungsspannungen bei Platten 14.
— bei T-förmigen Querschnitten 49.
— bei T-Querschnitten 302.
Biegemomente bei trägerlosen Decken, Verteilung der 162.
Biegung und Druck bei rechteck. Querschnitten 126, 127 u. f.
— — —, Bemessung von Querschnitten 411, 429, 455, 477.
— und Zug, Spannungsnachweis 205.
— — —, Bemessung von Querschnitten 241 u. f.
Bimshohlsteindecke 29.
Bogenbrücken 416 u. f.
—, Angaben über Abmessungen ausgeführter — 469.
Brückenkanal, Beispiel 566.

Decken im Hochbau, Berechnung und Konstruktion 9.
— — —, Entwerfen 19.
Dehnungsfugen 589.
Dichtung eines Brückenkanals 566.
— von Schleusensohlen und Wänden 564.
— von Wasserbauten 486.
Dimensionierung von Querschnitten s. Bemessung.
Dreigelenkbogen, Berechnung und Konstruktion 416 u. f.
Druckluftsenkkammer, Untersuchung 490.
Druckrohrleitungen, Untersuchung 514.
Dücker aus Eisenbeton, Untersuchung 506.

Eigengewicht, Einfluß auf Momente bei Decken im Hochbau 10, 12.
Einbettungstiefe des Eisens 26, 259, 482.
Einspannung oder Kontinuität bei Platten und Unterzügen 10, 37, 41.
Eisenbahnbrücken, eingespannter Bogen 411 u. f., 478.
—, durchlaufende Balkenbrücken 473.
—, Querschnittsbemessung bei 472.
Eiseneinlagen, Verteilung bei Deckenplatten 24.
—, Verteilung bei T-Querschnitten 57.
— bei trägerlosen Decken 164.
—, steife, nach Melan 587.
—, schräge, bei Hauptträgern von Balkenbrücken 295—298.
—, Materialverteilung bei Unterzügen 123, 125.
Eisenlisten, Aufstellung von — bei T-trägern 299.
Eisenquerschnitte bei Platten 30.
— bei T-Querschnitten 57.

- Eisenquerschnitte bei Stützen im Hochbau 66.
 — bei trägerlosen Decken 164.
 Endfelder, Berechnung der Momente bei Platten 23.
 —, — — — bei Unterzügen 41.
 Fabrikmäßig hergestellte Balkendecken 32.
 Fahrbahnplatte bei Straßenbrücken, Berechnung von 269, 314, 323.
 Fehlerhafte Konstruktionen und Ausführungen von Brücken, Beobachtungen an 262—265.
 — Fundierungen von Bogenbrücken 263.
 Feldmomente bei Decken 9.
 — bei Unterzügen 40, 41.
 Feldweiten, Einfluß gleicher und ungleicher 21, 23.
 Förderanlagen für große Betonmassen 575.
 — für Gußbeton 576.
 Fundamentgurte 248.
 Fundamentplatte, Berechnung von —n 250 u. f.
 — bei Silos, Berechnung von 229 u. f.
 Gelenke bei Rahmen 319.
 Gerberträger bei Eisenbetonbalkenbrücken 287.
 Graphische Ermittlung der Spannungen bei Biegung und axialem Druck 429.
 Gründung auf Schlamm Boden 252.
 — von Stützen bei zentrischer Beanspruchung 245.
 — von Stützen, amFuße eingespannt 246.
 — von Rahmenstützen, Berechnung 131 u. f.
 — durch Eisenbetonpfähle 310.
 Grundwasser, Isolierung von Beton gegen 569.
 —, Untersuchung von — bei Gründungen 244.
 Gußbeton, Herstellung und Verarbeitung von 576 u. f.
 Herstellugg und Verarbeitung großer Betonmassen 576.
 Hohldecken 28.
 Hohlkörperdecken 28.
 Isolierung von Mauerwerk gegen Grundwasser 566.
 Joche bei Rahmenbrücken, Konstruktion und Berechnung von 402 u. f.
 Kammerschleuse, Untersuchung einer 540.
 —, statische Berechnung einer 544.
 Kanalbrücke, Beispiel einer 566.
 Knicksicherheit von Stützen im Hochbau 68.
 Kontinuierliche Träger, Vergleich mit eingesp. — bei Platten und Unterzügen 10, 37, 41.
 — Balkenbrücken, Berechnung von 269 u. f.
 Kreuzweise bewehrte Decken im Hochbau, Berechnung 33.
 Lager, bewegliche bei Brücken, Berechnung von 307.
 —, feste bei Brücken, Berechnung von 308.
 — für eingehängte Träger 309.
 Leargerüste 582.
 Massenberechnung 594.
 „Mast“pfähle 256.
 Materialbedarf und Mischungsverhältnis von Beton 570.
 Materialverteilungslinie für die Eisenlagen bei Rahmen 123, 125.
 Mindesthöhe und Mindesteisenquerschnitt bei Unterzügen (ohne Betonzug) 50 u. f.
 — bei Rahmenquerschnitten 111.
 Mischen und Verarbeiten von Beton, Allgemeines 568.
 Mischmaschinen, Allgemeines über 573.
 Mischungsverhältnis und Materialbedarf bei Beton 566.
 Mittelfelder, Berechnung der Momente bei Platten und Unterzügen im Hochbau 22, 41.
 Momente in Endfeldern und Mittelfeldern bei Platten und Unterzügen im Hochbau 13, 41.
 — bei Silozellen mit Hilfe der Zuglinie 210.
 — — — nach verschiedenen Methoden 230 u. f.
 Momentverteilung bei einer Fahrbahnplatte einer Straßenbrücke, ungünstigste 325.
 Näherungsberechnung von Stockwerkrahmen 42.
 — von Momenten für Platten und Unterzüge im Hochbau 13, 22, 41.
 Normalhöhe bei Platten und T-Querschnitten 18, 47, 50.

- Normaleisengehalt bei Platten und T-
 Querschnitten 18, 47, 51.
 Pfähle aus Beton, im Erdreich her-
 gestellt 255.
 — aus Eisenbeton 256.
 — — —, Berechnung von 226, 310.
 Pilzdecken, Konstruktion und Berech-
 nung von 151, 154.
 —, Beispiele 166.
**Querkräfte bei Deckenplatten im Hoch-
 bau 25.**
 — bei Unterzügen im Hochbau 44.
 — bei Eisenbetonbalkenbrücken 280.
 — bei Rahmen 105, 120.
**Querschnittsausbildung der Unterzüge
 der Hochbauten 44 u. f.**
 — — Eisenbetonbalkenbrücken 278, 297.
 — bei Rahmen 108, 122 u. f.
**Querschnittsbemessung bei Eisenbeton-
 bogenbrücken 472.**
 — bei rechteck. Querschnitten auf Bie-
 gung 14.
 — bei T-förmigen Querschnitten auf
 Biegung 52.
 — auf Biegung und axialem Druck 479.
 — — — — — Zug 241.
Rahmen, statische Achse 73.
 —, zweiastig, mit Fußgelenken 75 ff.
 —, —, an den Fürsten eingespannt 90 ff.
 —, Zweigelenk bei Straßenbrücken 313.
 —, zweiastig, mit Kragarmen bei
 Straßenbrücken 322 u. f.
 —, dreistieliger, für eine Wagenhalle
 181 u. f.
 —, mehrstielige, bei Straßenbrücken,
 Entwurf und Berechnung 349 u. f.
**Rahmenquerschnitt bei Biegung mit
 axialem Druck, Berechnung 126, 127.**
**Rahmenpfosten, Berechnung bei Zwei-
 gelenkrahen 126 u. f., 319.**
**Rahmenstützen, Berechnung von 126,
 127, 309.**
 —, Gründungen von 132.
**Rand(-)träger, Ermittlung der Mo-
 mente und Spannungsnachweise bei
 Brückenträgern 132, 300, 345.**
 —, Ermittlung der Momente und Span-
 nungsnachweise bei Rahmenbrücken
 397 u. f.
Rippendecken 29.
**Rißlängen und -weiten bei Brücken, be-
 obachtete und zulässige 262, 263, 265.**
**Rosterscheinungen an Eiseneinlagen,
 Beobachtungen bei Brücken (v. Per-
 kuhn, Wörnle, Bühler und Rühl)
 262—265.**
**Rostbildung bei Brücken, Ursache, Ent-
 stehung, Vorgang und Verhinderun-
 gen 268.**
Schacht- oder Sparschleusen 555.
Schalungen — Schalholz 585 u. f.
Schlammgründung 252.
Schleusen 539.
**Schräge Eiseneinlagen bei Hauptträgern
 von Eisenbetonbalken, Verteilung
 und Spannungsnachweis 295—298.**
**Schubspannungen, Berechnung bei Dek-
 kenplatten im Hochbau 24.**
 —, — bei Unterzügen im Hochbau 56.
 —, — bei Eisenbetonbalkenbrücken 284.
**Schwinden, Berechnung des Einflusses
 bei Rahmen 117.**
 —, — — — bei Rahmenbrücken 343.
 —, Maßnahmen gegen 259.
Schwindfugen 589.
Seewasser, Eisenbeton im 483 u. f.
**Senkkammer, Untersuchung und Ein-
 schalungsgerüst einer Druckluft- 490.**
„Siegwart“decken 32.
Silobauten 199 u. f.
**Silozellen, Berechnungen von rechtecki-
 gen 199 u. f.**
 —, — von gewölbten 216 u. f.
**Silowände, Berechnungen von gewölb-
 ten 206 u. f.**
Silos, großräumige 277.
 — mit schrägen Taschen 278.
„Simplex“pfähle 256.
**Spannungsnachweis bei T-Querschnit-
 ten (ohne Mitwirkung der Betonzug-
 spannung) 43, 45 u. f.**
 — bei Rahmenquerschnitten 108 u. f.
 — bei T-Querschnitten unter Mitwir-
 kung des Betons bis zu den Zugeisen 112.
 — bei T-Querschnitten (doppelt be-
 wehrt) ohne und mit Berücksichtigung
 des Betonzugquerschn. 279.
 — für Biegung und axialem Druck
 429 u. f., 455.
 — für Biegung und axialem Zug 205.
Spundwand-Eisenbeton 537.
Statische Achse eines Rahmens 73.
**Stegbreite bei T-Querschnitten im
 Hochbau 58.**

- Steincisendecken 27 u. f.
 Stockwerksrahmen, Näherungsberechnung von 42.
 Straßenbrücken, Eisenbetonplattenbalken 269 u. f.
 —, Zweigelenrahmen 313 u. f.
 —, zweistielige Rahmenbrücke mit Kragarmen 322 u. f.
 —, mehrstielige Rahmenbrücke 349 u. f.
 —, Dreigelenkbogen 416 u. f.
 „Strauß“pfähle 256.
 Stützen, Biegemomente bei Stützen im Hochbau 42, 44.
 —, Berechnung der — im Hochbau 59 u. f.
 —, Querschnittsausbildung und Verteilung im Hochbau 66.
 — bei Silos, Berechnung 225 u. f.
 Stützendrucke bei Eisenbetonbalkenbrücken 285.
 Stützenmomente bei Deckenplatten im Hochbau 20.
 — für Unterzüge im Hochbau 40, 41.
 Stützlinien bei Rahmen 115.
 Stützmauern aus Eisenbeton, aus Beton mit Eiseneinlagen 528.
 —, Winkel- (aufgelöste) 524.
- Temperatureinfluß bei Rahmen, Berechnung 115.
 — bei Rahmenbrücken 343.
 — bei Bogenbrücken 454.
 Temperaturfugen 589.
 Trägerlose Decken 147 u. f.
 — —, Berechnung von 154 u. f.
 — —, Näherungsverfahren für die Berechnung 162.
 — —, 2 Beispiele 166 u. f.
 Trägheitsmoment, Berücksichtigung des veränderlichen \bar{I} bei der Berechnung von Rahmenträgern 350 u. f.
 Traßzusatz bei Wasserbauten 483.
 Trennungsfugen 588.
- Ufermauern aus Eisenbeton, Untersuchung 532.
 Unterzüge, Berechnung u. Konstrukt. 36
 — als Glieder eines Stockwerksrahmens 37 ff.
 —, Querschnittsausbildung und Verteilung 44 u. f., 58.
 —, Mindesthöhe und Mindesteisenquerschnitte (ohne Betonzug) 51 u. f.
- Unterzüge, Berechnung der Auflagerquerschnitte (Vouten) 54.
 —, Berechnung der schrägen Eiseneinlagen 55.
 Verarbeiten von Beton 568.
 — von großen Betonmassen 576.
 Verstärkung von \bar{I} -Querschnitten durch Druckplatten am Auflager 279.
 — — — durch Spiralbewehrung 295.
 Verteilung der Unterzüge und Stützen im Hochbau, wirtschaftl. 67, 73.
 — der Eiseneinlagen in \bar{I} -Querschnitten 57.
 Verteilungseisen bei Deckenplatten 24, 26.
 Vierwegsystem der Eiseneinlagen bei trägerlosen Decken 165.
 —, Berechnungsbeispiel 173.
 „Visintini“balken 32.
 Vouten bei Deckenplatten 21.
 — bei Unterzügen, Berechnungen 55.
- Wärmeeinfluß bei Rahmen 115.
 — bei Rahmenbrücken 400 u. f.
 — bei Bogenbrücken 454.
 Wasserbau, Eisenbeton im 482.
 Winkelstützmauer 524.
 Wirtschaftliche Verteilung der Unterzüge und Stützen im Hochbau 67, 73.
- Zellensilos, Konstruktion und Berechnung von 199 u. f.
 Zentrischer Druck und Biegung, Berechnung 126 u. f.
 — Zug und Biegung, Berechnung 205, 240 u. f.
 „Zuglinie“ zur Ermittlung der Momente bei Silozellen 210.
 Zug, reiner, bei Eisenbetonquerschnitten 514.
 Zugspannungen im Beton bei Brücken, Berechnung von 475.
 — — — — —, zulässige 260.
 — — — — — bei Wasserbauwerken 488.
 — in den schrägen Eiseneinlagen, Berechnung 56, 295.
 Zweigelenrahmen bei einem Hochbau 75 u. f.
 — bei einer Straßenbrücke 314.
 Zweiwegsystem der Eiseneinlagen bei trägerlosen Decken 165.
 —, Berechnungsbeispiel 168.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Vorlesungen über Eisenbeton

Von

Dr.-Ing. E. Probst

ord. Professor an der Technischen Hochschule in Karlsruhe

Erster Band:

Allgemeine Grundlagen. — Theorie und Versuchsforschung. — Grundlagen für die statische Berechnung. — Statisch unbestimmte Träger im Lichte der Versuche.

Mit 171 Textfiguren. 1916. Gebunden Preis M. 18.—

Aus den zahlreichen Besprechungen:

Der erste Band des zwei Bände umfassenden Werkes ist dem Studium der Eigenheiten des Eisenbetons gewidmet; er umfaßt die Grundlagen und die Theorie für die Berechnung von Eisenbeton. Im besonderen werden die beiden Baustoffe Beton und Eisen näher besprochen an der Hand verschiedener Untersuchungen und unter Berücksichtigung derjenigen Eigenschaften, welche beim Zusammenwirken beider Stoffe in Frage kommen. Dann werden die Ursachen und Wirkungen dieses Zusammenarbeitens von Beton und Eisen behandelt. Darauf bauen sich die wissenschaftlichen Forschungen zur Ermittlung der Form- und Spannungsänderungen auf und als schließliches Ergebnis die Aufstellung der Grundsätze für die Statik des Eisenbetons. Zum Schluß werden die Theorien der über mehrere Stützen durchlaufenden Träger und trägerlosen Eisenbetonplatten an der Hand von Versuchen besprochen.

Diese kurze Inhaltsangabe zeigt bereits, daß es sich um ein streng wissenschaftliches Werk ersten Ranges handelt; es kann allen denen bestens empfohlen werden, die in das Gebiet des Eisenbetons gründlich eindringen und sein Wesen wissenschaftlich erfassen wollen.
..Tiefbau..

Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen. Versuchsvorbereitungen und Ausführungen von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. Scheit in Dresden; Versuchsplan, Entwurf, Bearbeitung der Ergebnisse und Schlußfolgerungen von Privatdozent Dr.-Ing. E. Probst in Berlin. Mit 52 Textfiguren. 1912. Preis M. 5.—

Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit. Ergebnisse aus den Untersuchungen der Abteilung I für Metallprüfung mit armierten Betonbalken. Bearbeitet und besprochen von Dr.-Ing. E. Probst, Zivilingenieur. (Ergänzungsheft I, 1907 der Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde West. Herausgegeben im Auftrage der Aufsichtskommission.) Mit 77 Textfiguren und 9 Tafeln. 1917. Preis M. 15.—

Ausgeführte Eisenbetonkonstruktionen. Neunundzwanzig Beispiele aus der Praxis. Von Dipl.-Ing. O. Hausen in Hanau. Mit 125 Textfiguren. 1919. Preis M. 8.—; gebunden M. 9.60

Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Von Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Geheimer Hofrat, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Mit 170 Textabbildungen. 1921. Gebunden Preis M. 38.—

Tabellen zur Berechnung von einfach und doppelt armierten Balken und Platten aus Eisenbeton, mit Hilfstafel für Plattenbalken. Aufgestellt von Ing. Ernst Geyer. Mit 4 Textfiguren. 1921. Preis M. 6.—

Hierzu Teuerungszuschläge

Berechnung von Rahmenkonstruktionen und statisch unbestimmten Systemen des Eisen- und Eisenbetonbaues. Von Ing. **P. E. Glaser** in Ilmenau i. Thür. Mit 112 Textabbildungen. 1919. Preis M. 9.—

Tabellen für die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen. Von Ing. **G. Funke** in Leipzig. 1909. Preis M. —.60

Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes. Von Ing. **Fr. Bleich** in Wien. Mit 108 Textfiguren. 1918. Preis M. 12.—

Die Knickfestigkeit. Von Privatdozent Dr.-Ing. **Rudolf Mayer** in Karlsruhe. Mit 280 Textabbildungen und 87 Tabellen. 1921. Preis M. 120.—; gebunden M. 130.—

Statik der Vierendeelträger. Von Dr.-Ing. **Karl Kriso**. Mit 185 Textfiguren und 11 Tabellen. 1922. Preis M. 140.—; gebunden M. 160.—

Die Eisenkonstruktionen. Ein Lehrbuch für Schule und Zeichentisch nebst einem Anhang mit Zahlentafeln zum Gebrauch beim Berechnen und Entwerfen eiserner Bauwerke. Von Dipl.-Ing. Professor Dr. **L. Geusen**, Studienrat in Dortmund. Dritte, verbesserte Auflage. Mit 522 Figuren im Text und auf 2 farbigen Tafeln. 1921. Gebunden Preis M. 96.—

Taschenbuch für Bauingenieure. Unter Mitarbeit zahlreicher Fachgelehrter herausgegeben von Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. E. h. **M. Foerster** in Dresden. Vierte, verbesserte und erweiterte Auflage. Mit 3193 Textfiguren. In zwei Teilen. 1921. Gebunden Preis M. 160.—

Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen. Ein Beitrag zur Erleichterung der Kostenanschläge für Bauingenieure mit zahlreichen Tabellen der Hauptabmessungen der gangbarsten Großgeräte. Von Dipl.-Ing. Dr. **Georg Garbotz**, Privatdozent an der Technischen Hochschule Darmstadt. Mit 23 Textabbildungen. 1922. Preis M. 48.—

Kostenberechnung im Ingenieurbau. Von Dr.-Ing. **Hugo Ritter**.
Erscheint Anfang Sommer 1922
