

Н. М. МУЛИН

СТЕРЖНЕВАЯ
АРМАТУРА
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ



МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1974

Мулин Н. М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1975. 233 с.

В книге излагаются результаты исследований, проведенных автором, и данные других работ по изучению, разработке и внедрению новых видов стержневой арматуры периодического профиля и условий их применения в железобетонных конструкциях. Сформулированы основные требования к свойствам такой арматуры и ее классификация. Подробно рассмотрены механические и реологические свойства стержневой арматуры и влияние на них температуры. Особое внимание уделено специфике работы стержневой арматуры периодического профиля в железобетонных конструкциях, в частности сцеплению ее с бетоном и анкеровке.

Книга предназначена для научных и инженерно-технических работников, занятых исследованием и изготовлением стержневой арматуры, а также проектированием и применением ее в обычных и преднапряженных железобетонных конструкциях.

Табл. 20, ил. 62, список лит. 138 назв.

© Стройиздат, 1974

М $\frac{30209-269}{047(01)-74}$ 271-75

МУЛИН НИКОЛАЙ МИХАЙЛОВИЧ

Стержневая арматура железобетонных конструкций

Редактор издательства Р. Л. Черкинская
Внешнее оформление художника Е. Волкова
Технический редактор В. М. Родионова
Корректоры Г. А. Кравченко, Е. А. Степанова

Сдано в набор 27.II. 1974 г. Подписано к печати 16.VII 1974 г. Т-12607.
Формат 84×108^{1/32} д. л. Бумага типографская № 3. 12,18 усл. печ. л.
(уч. изд. 13,06 л.). Тираж 8000 экз. Изд. № А-VIII—1247. Зак. № 82. Цена 88 коп.

Стройиздат

103006, Москва, Каляевская ул., 23а.

Владимирская типография Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
Гор. Владимир, ул. Победы, д. 18-б

Обеспечение капитального строительства эффективными видами стержневой арматуры требуемого качества и в необходимом количестве во многом предопределило успешное выполнение заданий по росту производства железобетонных конструкций.

За последнее десятилетие коренному изменению подверглась структура производства и применения стержневой арматуры. Доля эффективной низколегированной арматуры увеличилась в 5 раз, а ее выпуск возрос в 12 раз и достиг 3,5 млн. т в год. В этом большая заслуга научно-исследовательских институтов, вузов, металлургических заводов и строительных организаций.

Однако в технической литературе недостаточно отражены вопросы создания новых видов стержневой арматуры, ее свойства, расчетные данные и особенности применения в железобетонных конструкциях. Круг вопросов столь многочислен, что осветить их с исчерпывающей полнотой в пределах книги малого объема не представляется возможным. Поэтому здесь в самом сжатом виде изложены лишь обобщенные результаты исследований, проведенных под руководством автора сектором арматуры Центральной лаборатории теории железобетона НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР, а также систематизированы наиболее важные данные отечественной и зарубежной литературы.

Автор приносит большую благодарность профессорам А. А. Гвоздеву, С. А. Дмитриеву, К. В. Михайлову за ценные советы при проведении исследований и обсуждении их результатов, а также за помощь при подготовке данной книги к изданию.

Все замечания по книге автор примет с признательностью.

За счет рационального и экономичного расхода стали при изготовлении железобетонных конструкций может быть достигнута большая экономия в строительстве.

Расход стали на железобетон определяется, с одной стороны, объемом и видом применяемых конструкций, техническим уровнем расчетов, проектирования и технологией изготовления железобетонных изделий, а с другой стороны — уровнем развития металлургической промышленности, объемом выпуска арматуры требуемого сортамента и нужного качества, а также технико-экономическими ее показателями.

Стержневая арматура составляет основной объем (около 85%) потребляемой стали в железобетоне. Поэтому организация выпуска эффективных видов такой арматуры обеспечивает наибольшую абсолютную экономию стали. К стержневой арматуре железобетонных конструкций относят всю горячекатаную арматурную сталь, которая в дальнейшем может подвергаться упрочнению — термическому или в холодном состоянии (сплющиванием, скручиванием, вытяжкой).

Практически до 1950 г. единственным видом стержневой арматуры, поставляемой промышленностью, являлась круглая гладкая сталь марок Ст0 и Ст3 общего назначения. Однако развернувшееся в начале 30-х годов строительство из железобетона, ориентация на повышение марок бетона и необходимость снижения расхода металла выдвинули вопрос о применении арматуры с повышенными прочностными характеристиками. Этому способствовала разработка новой теории расчета железобетона по разрушающим нагрузкам, а также первые опыты по созданию преднапряженных конструкций.

Переход к более прочным сталям обусловил необходимость значительного увеличения сцепления стержней арматуры с бетоном, которое могло быть достигнуто за счет придания им специального профиля. Увеличение прочностных характеристик в тот период предполагалось осуществить в основном упрочнением углеродистых сталей в холодном состоянии: вытяжкой, свивкой, скручива-

нием и сплющиванием, которые могли выполнять и сами строители.

В это время в Европе появляется витая арматура типа «Истегсталь», гладкая и крученая типа «Грифель», позднее крученая типа «Торсталь», а в США начинают выпускать горячекатаную сталь с различного вида выступами [27, 84, 133, 134, 137]. Нужно было решить, по какому пути следует идти в нашей стране при создании специальных арматурных сталей. С этой целью в 1937 г. в ЦНИПС были поставлены экспериментальные исследования [100]. Результаты их во многом предопределили создание эффективной стержневой арматуры. Уже в 1940 г. была рекомендована крученая арматура овального сечения, несколько позднее — сплющенная арматура¹. Большая заслуга в развитии и внедрении этой арматуры принадлежит НИИ-200 [1, 19].

Исследования, проведенные в ЦНИПСе в 1937—1939 гг., показали, что наилучшие результаты по сцеплению дают стержни с выступами, идущими по винтовым линиям, которые можно получить при горячей прокатке стали. Разработка оптимального периодического профиля стержней была выполнена лишь после окончания Великой Отечественной войны, а прокатка такой арматуры освоена в 1948—1950 гг.

По активности сцепления отечественная арматура до сих пор не уступает лучшим типам аналогичной стержневой арматуры, выпускаемой за рубежом.

Массовое производство эффективной горячекатаной арматуры началось с 1950 г. [45]. Повышенные прочностные характеристики такой арматуры в основном достигались введением легирующих добавок и повышением содержания углерода, а в определенных случаях последующим упрочнением вытяжкой в холодном состоянии или специальной термической обработкой.

ЦНИПС, а затем НИИЖБ является головным институтом по разработке и внедрению новых видов арматурных сталей; в решении этой проблемы принимали большое участие другие научно-исследовательские институты (ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, ЦНИИС Минтрансстроя, ВНИИЖелезобетон, НИС Гидропроекта), высшие учебные заведения (МИСИ им. В. В. Куйбышева, Донец-

¹ За разработку и внедрение сплющенной арматуры М. И. Яковлев, А. И. Аваков и др. были удостоены Государственной премии.

кий, Тульский, Свердловский политехнические институты), проектные и производственные организации (ЦНИИПромзданий), УралНИИСтромпроект, предприятия Главмоспромстройматериалов, рязанский трест «Железобетон», комбинат «Днепроэнергостройиндустрия» и др.).

К разработке и освоению производства отдельных видов арматуры были также привлечены ведущие научно-исследовательские институты черной металлургии: ЦНИИЧермет им. И. П. Бардина и ИЧМ (г. Днепропетровск). Была налажена непосредственная связь с металлургическими заводами (Макеевским, Магнитогорским, Донецким, Криворожским, Череповецким и др.).

В первую очередь возникла необходимость в разработке основных требований к арматурным сталям, их унификации и классификации. При этом не ориентировались на использование только существующих марок стали и технологии их изготовления, а устанавливали необходимые требования, которые могли быть удовлетворены только путем создания специальных марок стали.

При разработке каждого нового вида арматуры решался комплекс вопросов. Первоначально выявляли основные требования и область применения; при создании стали проводили всесторонние исследования в области металловедения, подбора состава и технологии выплавки стали, а также ее проката; на более позднем этапе исследовали физико-механические свойства арматурной стали, ее свариваемость и особенности работы в железобетонных конструкциях. В дальнейшем организуется выпуск арматуры по специальным Техническим условиям, а после освоения массового производства, — по Государственным стандартам. На основании проведения исследований разрабатываются инструктивные и нормативные документы по применению нового вида арматуры в железобетонных конструкциях.

Только совместная работа фактически совершенно различных по профилю организаций позволила за относительно короткий срок обеспечить строительство новыми видами эффективной стержневой арматурной стали и перестроить строительную индустрию на применение такой арматуры.

Для обычных железобетонных конструкций в настоящее время поставляется арматура диаметром от 6 до 90 мм трех классов прочности. При этом основной объ-

ем занимает низколегированная арматурная сталь класса А-III. Для преднапряженных конструкций выпускается как горячекатаная арматура классов А-IV и А-V из особых низколегированных сталей, так и термически упрочненная стержневая арматура классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI.

В книге приводятся данные по разработке и организации производства указанных видов стержневой арматуры, их свойства, характеристика периодического профиля стержней, сведения по анкеровке и условиям работы стержневой арматуры в железобетонных конструкциях, назначению расчетных характеристик, выбору областей применения, а также экономической эффективности новых видов арматуры. Такое построение и содержание книги объясняется желанием автора ответить на запросы инженеров, технологов и строителей, которым необходимо всестороннее знание свойств арматурных сталей и специфики их работы в целях наиболее эффективного использования стержневой арматуры в железобетонных конструкциях.

Глава I. РАЗРАБОТКА И РАЗВИТИЕ ПРОИЗВОДСТВА СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

I.1. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЕ

Арматура, являющаяся важнейшей составной частью железобетона, должна отвечать комплексу требований.

В самом общем виде эти требования к арматуре предусматривают необходимость обеспечения совместной ее работы с бетоном на всех стадиях службы конструкции; кроме того, сталь должна обладать прочностными характеристиками, которые могут быть наиболее полно использованы при работе конструкции, и другими свойствами, нужными для производства арматурных работ и их индустриализации; обеспечивать надежность конструкций при заданном виде нагрузок, а также воздействии среды и температуры.

Первое из этих требований удовлетворяется путем улучшения сцепления арматуры с бетоном, решающее влияние на величину которого оказывает профиль и состояние поверхности стержня. В ряде случаев требуются особые мероприятия по улучшению анкеровки, например приварка поперечных стержней.

Остальные требования могут быть удовлетворены выбором соответствующих физико-механических свойств арматурных сталей.

При этом надлежит учитывать:

- а) значения основных механических свойств:
 - прочностных, характеризуемых пределом текучести (физическим или условным) и временным сопротивлением разрыву;
 - пластических, характеризуемых относительным удлинением после разрыва (полным и равномерным);
 - упругопластических, характеризуемых формой диаграммы деформаций;
- б) изменения основных механических свойств в зависимости от:
 - воздействия повышенных, высоких, а также низких отрицательных температур;

длительности действия усилий или температурных воздействий;

многократности приложения нагрузки, скорости и характера ее приложения;

в) реологические характеристики: ползучесть и релаксацию напряжений;

г) свариваемость;

д) склонность к хрупкому разрушению при низких отрицательных температурах;

е) коррозионную стойкость.

В зависимости от основного назначения арматурной стали определяется и комплекс требований. Для ненапрягаемой и напрягаемой арматуры он различен.

Ненапрягаемая стержневая арматура используется в качестве рабочей, конструктивной и монтажной арматуры в самых различных конструкциях: от ажурных сборных до огромных монолитных гидротехнических, поэтому сортамент ее потребовалось установить в практически возможных пределах: от 6 до 90 мм.

В обычных железобетонных конструкциях не удастся полностью использовать стали с высокими прочностными показателями. Это связано с развитием больших деформаций элементов, чрезмерным раскрытием трещин, величиной предельной деформации бетона при сжатии и т. п. Анализ работы железобетонных конструкций позволил выявить рациональную границу величины предела текучести ненапрягаемой арматуры — 4000 кгс/см² (400 МПа)¹. Однако для рабочей арматуры ряда конструкций, например для очень гибких изгибаемых элементов, конструкций из бетона малой прочности (ячеистого и легкого) и т. п., она высока. Конечно, существуют отдельные конструкции, где можно использовать более прочную сталь. Вся ненапрягаемая арматурная сталь должна свариваться [21, 52]. Это обеспечивает индустриализацию арматурных работ и переход от вязаной арматуры к применению сварных арматурных изделий: каркасов и сеток.

Характерной особенностью развития преднапряженного железобетона в СССР явилось широкое применение высокопрочной стержневой арматуры.

¹ Таблица для перевода используемых единиц физических величин, временно допущенных к применению, в систему СИ приведена в приложении.

Целесообразность использования такой арматуры обусловлена: возможностью ее массового производства из горячекатаных сталей с максимальным использованием существующего оборудования металлургических заводов; относительно низкой стоимостью; самоанкерровкой на концах элементов; возможностью натяжения электротермическим способом. Весьма важно также, что в стадии эксплуатации элементов с такой арматурой допускается появление трещин в бетоне.

Способствует применению стержневой арматуры и структура преднапряженных конструкций, более массовым видом которых являются элементы покрытий и перекрытий относительно небольшой длины, изготавливаемые в основном агрегатно-поточным способом с натяжением арматуры на упоры форм и поддонов.

Для напрягаемой стержневой арматуры должны использоваться наиболее прочные стали, которые могут быть получены в условиях массового производства.

1.2. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ ПО ТЕХНОЛОГИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ГОРЯЧЕКАТАНОЙ АРМАТУРНОЙ СТАЛИ

Физико-механические характеристики горячекатаной арматурной стали зависят в основном от ее макро- и микроструктуры, которая определяется не только выбором химического состава самой стали, но и способом ее выплавки, раскисления, технологией проката и режимом охлаждения.

Поэтому при разработке составов арматурных сталей и определении области их применения приходится считаться с указанными факторами.

По химическому составу арматурную сталь можно разделить на две группы: углеродистую и низколегированную. Существует две марки углеродистых арматурных сталей: Ст.3 и Ст.5; при дальнейшем повышении содержания одного углерода пластические свойства стали падают, и она не сваривается.

Эффективным средством повышения прочности и качества арматурной стали является легирование, т. е. введение таких элементов, как марганец, кремний, хром, а в ряде случаев — цирконий, ванадий, титан, которые обеспечивают высокую прочность, свариваемость и требуемую ударную вязкость стали. Низколегированные ар-

матурные стали весьма разнообразны по химическому составу и свойствам.

Наиболее распространенным является мартеновский процесс выплавки стали, который до сих пор не претерпел каких-либо серьезных изменений; в основном форсируется процесс плавки за счет применения кислородного дутья и естественного газа. В послевоенный период преимущественно строились печи емкостью 200—400 т, в настоящее время — емкостью 800—900 т с выпуском стали в два ковша [113, 114]. В большегрузных печах обычно не выплавляют сталь с высоким содержанием легирующих добавок из-за трудности их введения и достижения однородного распределения во всей плавке. Качество мартеновских сталей считается наиболее высоким.

На металлургических заводах юга СССР был распространен бессемеровский процесс выплавки стали. Бессемеровская сталь обычно имеет большую склонность к хрупкому разрушению, чувствительна к старению и обладает в некоторых случаях худшей свариваемостью [113]. Поэтому в настоящее время выплавка бессемеровской стали резко сократилась и арматура из нее теперь не прокатывается.

В развитии сталеплавильного производства широкие перспективы открылись с применением природного газа и новых методов использования кислорода. Благодаря этому возродился конверторный процесс, оказавшийся более выгодным, чем мартеновский. За последние годы кислородно-конверторный процесс получил широкое распространение; от малых конверторов емкостью 18 т перешли к конверторам емкостью 50, 100 т и более. Качество конверторной стали во многом зависит от чистоты применяемого кислорода и автоматизации процесса плавки. Конверторная арматурная сталь характеризуется низким содержанием фосфора, серы и азота. Ее прочностные характеристики обычно не уступают мартеновской, а пластические даже превосходят [113].

Сталь из мартеновских печей и конверторов выпускается в ковши, из которых разливается в изложницы. При соприкосновении со стенками и дном изложниц сталь начинает затвердевать в направлении от их поверхности, причем зона жидкого металла постепенно вытесняется к середине и вверх. Вместе с нею оттесняются к центру и вверх фосфор, сера и другие примеси, в результате чего создается общая или зональная ликвация, обуславлива-

ющая неоднородность химического состава по поперечному сечению слитка и его высоте.

Структура слитка зависит от поведения жидкой стали в процессе затвердевания, которое определяется степенью раскисления стали. Раскисление производится путем введения в печь, ковш или изложницу ферромарганца, ферросилиция, алюминия или титана.

По степени раскисления углеродистые арматурные стали могут быть кипящими, полуспокойными или спокойными.

Под кипящей понимают не полностью раскисленную сталь, застывающую в изложницах с выделением газов (создающих видимость кипения). Слитку из кипящей стали присуща большая структурная и химическая неоднородность. При прокатке от головной части слитка обрезают всего 3—5% его длины, что позволяет максимально увеличить выход готового проката и тем самым снизить цену на такую сталь. Преимуществом кипящей стали, кроме дешевизны, является легкая свариваемость. Однако эта сталь склонна к хрупкому разрушению.

Спокойной считают сталь, получаемую при полном раскислении металла, обеспечивающем застывание стали без выделения газов. Слиток спокойной стали имеет плотное и однородное строение, но в головной его части образуется значительная усадочная раковина. Для ее удаления приходится отрезать 15—16% слитка. Арматура из спокойной стали однородна по своим свойствам и менее, чем другие, склонна к хрупкому разрушению.

Полуспокойная сталь представляет собой сталь промежуточного типа. Ее получают добавкой такого количества раскислителей, при котором сталь не кипит, но при кристаллизации слитка происходит образование газовых пузырей, предотвращающих развитие большой усадочной раковины. В связи с этим выход годного металла из полуспокойной стали больше, чем из спокойной, на 7—10% за счет сокращения головной обрезки; расход раскислителей снижается, упрощается разливка стали, стоимость ее ниже.

Таким образом, способ выплавки и раскисления во многом определяют свойства арматурных сталей, что следует учитывать при определении областей их применения.

Прокатка является одним из видов обработки металлов давлением, поэтому ее режим может сказаться на

свойствах арматурных стержней. Процесс горячей прокатки заключается обычно в том, что нагретый слиток на обжимном стане (блуминге) превращается в блумс, который, пройдя специальный прокатный стан, становится заготовкой квадратного сечения. Арматурные стержни получают на сортопрокатных станах общего назначения с большим количеством клетей. Скорость выхода прутков

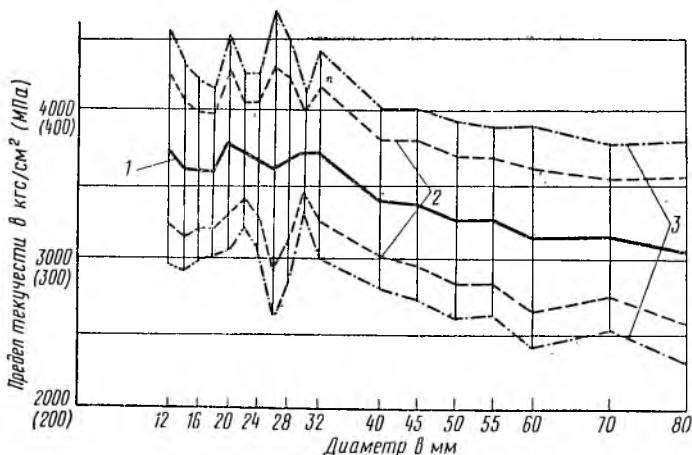


Рис. 1.1. Изменение распределения значений предела текучести арматурной стали марки Ст5сп в зависимости от диаметра прокатываемых стержней (Магнитогорский металлургический комбинат)

1 — средние значения; 2 — доверительный интервал $M_{cp} \pm 2S$; 3 — доверительный интервал $M_{cp} \pm 3S$

арматуры достигает 16 м/с, а катанки, сматываемой в бухты, — 28—30 м/с. На свойства стержневой арматуры влияют степень обжатия и деформации (вытяжки) стали в валках прокатных станов.

Чтобы обеспечить идентичное обжатие стержней с увеличением диаметра арматуры, переходят к их прокатке на более мощных станах. Однако полностью сохранить одинаковые свойства арматуры разного диаметра не удастся. Например, арматура из стали марки Ст5сп, с практически одинаковым химическим составом, при диаметре стержней от 10 до 32 мм имеет весьма близкие значения предела текучести, но при дальнейшем увеличении диаметра стержней предел текучести

падает (рис. 1.1), хотя временное сопротивление их не претерпевает существенных изменений [85]. Объясняется это недостаточным обжатием металла в середине стержня [66].

На рис. 1.2 показано изменение предела текучести и временного сопротивления образцов, вырезанных из различных участков сечения арматуры диаметром 80 мм.

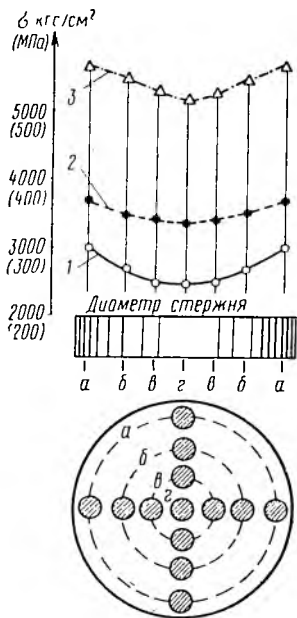


Рис. 1.2. Изменения прочностных характеристик стали марки Ст5сп по сечению стержня $d=80$ мм

1 — предел текучести исходной арматуры; 2 — предел текучести арматуры в зоне разрушения балки; 3 — временное сопротивление арматуры

Видно, что сталь в середине сечения имеет на 15% ниже предел текучести, чем у более обжатой поверхности стержня [54].

После выхода арматурной стали из прокатного стана ее прутки попадают на холодильный станок, где довольно быстро остывают. Арматура мелкого диаметра (катанка) сразу после проката сматывается в бухты, которые остывают медленнее, в особенности при большой массе бухт.

Температура конца проката и режим (скорость) охлаждения оказывают влияние на свойства арматурной стали.

В зависимости от скорости охлаждения может образовываться различная микроструктура стали, которая

определяется в основном кинетикой распада аустенита [36]. Арматурные стали углеродистые и с невысоким содержанием легирующих добавок приобретают устойчивую феррито-перлитную структуру при обычных для практики скоростях охлаждения стержней. У сталей, легированных специальными карбидообразующими добавками, например, марки 30Х2ГС образование оптимальной бейнитной структуры стали можно ожидать лишь при охлаждении стержней со скоростью, ограниченной довольно узкими пределами.

Естественно, что трудно избежать ускоренного охлаждения зимой стержней малого диаметра этой стали (образование мартенсита) и более медленного охлаждения стержней крупного диаметра (образование перлита и феррита) [24, 36, 37].

1.3. КЛАССИФИКАЦИЯ И СТАНДАРТИЗАЦИЯ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРНОЙ СТАЛИ

В период 1958—1962 гг. НИИЖБ была разработана четкая классификация, терминология и условные обозначения арматурных сталей, принятых в главах СНиП I-B.4-62 и СНиП II-B.1-62, а также в Государственных стандартах на нее [86].

Вся стальная арматура для железобетонных конструкций (сокращенное название — арматурная сталь) классифицируется по технологии ее изготовления, условию применения в железобетонных конструкциях и профилю стержней¹. При этом термин стержень употребляется при обозначении любого диаметра и профиля арматурной стали независимо от того, поставляется ли она в прутках или мотках.

Стержневая арматура подразделяется на:

горячекатаную, не подвергающуюся после проката упрочняющей обработке;

термически упрочненную, подвергающуюся после прокатки упрочняющей термической обработке;

¹ Ранее арматурную сталь подразделяли на «мягкую» и «твердую». Но такое разделение сталей оказалось неоправданным, так как не удалось установить четкие критерии, отличающие один вид от другого. К «мягким» сталям относили те, которые имели площадку текучести (хотя еле заметную), затем отнесли всю стержневую арматуру только по признаку гарантии предела текучести (физического или условного) при поставке. Таким образом, диаграмма деформации «мягкой» и «твердой» стали могла не отличаться.

упрочненную вытяжкой, подвергающуюся после проката такой обработке в холодном состоянии.

Последний вид арматуры входит в подгруппу сталей, упрочненных в холодном состоянии, к которой относится сплюснутая и скрученная стержневая арматура. Однако первая из них практически перестала производиться, а вторая выпускается только за рубежом. Поэтому они не предусмотрены в наших нормах.

Стержневую арматуру в зависимости от характера поверхности подразделяют на гладкую и периодического профиля.

В зависимости от условий применения арматуру подразделяют на:

ненапрягаемую, предназначенную для армирования обычных конструкций и в качестве ненапрягаемой арматуры преднапряженных конструкций;

напрягаемую, предназначенную для напряженной арматуры железобетонных конструкций.

Разделение стержневой арматурной стали на классы в зависимости от основных механических характеристик, а не марок стали и их химического состава, как было до этого, наиболее оправдано. Такая система позволяет заранее устанавливать требования к перспективным классам арматуры до разработки соответствующей марки стали или режима упрочнения. Необходимо, чтобы основные механические и расчетные характеристики для классов арматуры были неизменны. При этих условиях нормативные документы и проектная документация, как правило, остаются в силе, несмотря на изменения марок и химического состава стали.

Изменения марок стали вполне возможны, они обусловлены развитием технологии металлургического производства, конъюнктуры с легирующими добавками, а также могут быть вызваны дополнительными требованиями к свойствам арматуры.

За основную характеристику каждого класса принимается значение минимального гарантированного предела текучести стали (физического или условного), которое считается нормативным сопротивлением арматуры. Для данного класса это значение не зависит от диаметра стержней и способа производства и должно быть неизменным. Другие механические характеристики, как правило, должны сохраняться постоянными, но могут корректироваться с учетом специфики свойств сталей.

Таблица 1.1. Основные механические характеристики стержневой арматуры

Классы арматурной стали		Предел текучести σ_s ($\sigma_{0,2}$), кгс/см ²	Временное сопротивление в кгс/см ²		Относительные удлинения δ_s , %	
горячекатаной	термически упроченной		горячекатаной	термически упроченной	горячекатаной	термически упроченной
		не менее				
A-I	—	2 400*	3 800	—	25	—
A-II	—	3 000	5 000	—	19	—
A-III	At-III	4 000	6 000	6 000	14	14
A-IV	At-IV	6 000	9 000	9 000	6	8
A-V	At-V	8 000	10 500	10 000	7	7
—	At-VI	10 000	—	12 000	—	6
—	At-VII	12 000	—	14 000	—	6
—	Atk	14 000	—	16 000	—	6

* Или 240 МПа и т. д.

Для горячекатаной и термически упроченной арматуры установлены единые классы (табл. 1.1). При обозначении каждого класса к индексу «А» (стержневая арматура) добавляется соответствующая римская цифра: А-I, А-II и т. д. Поскольку возможен одновременный выпуск горячекатаной и термически упроченной арматуры одного класса, для их различия к индексу «А» решено добавлять индекс «т» (например, А-IV и At-IV, первая означает горячекатаную, а вторая — термически упроченную сталь).

В связи с тем, что упроченная вытяжкой арматура изготавливается строителями из соответствующих классов горячекатаной арматуры, пришлось ввести промежуточные классы, которые обозначаются путем добавления индекса «в» к классу исходной стали (А-IIв и А-IIIв). Шифр классов было решено использовать в качестве условного обозначения стержневой арматуры на чертежах без дефиса (AIII, AtIV и т. п.)¹.

При назначении механических характеристик для каждого класса учитывались требования, приведенные в первом разделе настоящей главы.

¹ Раньше на чертежах марки арматурных сталей обозначались буквами. Например, для сталей Ст5 и 25Г2С соответственно «П» и «ПЛ», а для стали 30ХГ2С — «ВПЛ». С появлением новых видов арматуры такая система стала непригодной.

Для ненапрягаемой арматуры используются первые три класса арматурной стали. Высший из них класс А-III имеет браковочный минимум предела текучести, равный 4000 кгс/см^2 (400 МПа). Сталь с такими характеристиками, как указывалось, наиболее эффективна в качестве рабочей арматуры массовых конструкций. К классу А-I отнесена сталь группы Ст3. Для класса А-II установлены промежуточные значения прочностных характеристик.

В качестве напрягаемой арматуры можно использовать 4 основных класса арматурной стали (А-IV, А-V, Ат-VI и Ат-VII). Горячекатаная арматурная сталь при обычной технологии изготовления, достаточно пластичная и свариваемая, может быть получена с пределом текучести не выше $6000\text{—}7000 \text{ кгс/см}^2$ ($600\text{—}700 \text{ МПа}$), т. е. относится к классу А-IV. Она предназначена для армирования наиболее массовых изделий с относительно невысокой маркой бетона. Для этих же конструкций целесообразно применение арматуры класса А-V, повышенные прочностные характеристики которой достигаются особой технологией изготовления горячекатаных сталей или термическим упрочнением (Ат-V). Арматура класса Ат-VI и Ат-VII получается термическим упрочнением. Она предназначена для армирования элементов с относительно высокой прочностью бетона.

Таким образом был составлен единый ряд классов арматурных сталей по прочности, в котором приращение величины предела текучести при переходе к высшему классу составляет в среднем $27,2\%$ ($20\text{—}33\%$). Предусмотрен лишь разрыв ряда между классом А-III и А-IV. Благодаря этому создаются благоприятные условия для внедрения новых классов арматуры, так как в унифицированном сортаменте арматуры приращение площади стержней составляет в среднем такую же величину — $27,8\%$ и изменяется практически в тех же пределах. Для металлургических заводов важно, чтобы марки сталей одного класса по прочностным характеристикам четко отличались от марок стали другого класса. Для этого предел текучести основной массы арматурной стали данного класса M_{cp} ($1 \pm 2 V$) должен находиться в пределах интервала между классами. Это и соблюдается, поскольку коэффициент вариации арматурной стали может составлять порядка $V \approx 7\%$, а изменения в указанном доверительном интервале будут равны 28% .

За рубежом комиссиями ФИП—ЕКБ—РИЛЕМ проводится большая работа по классификации и унификации терминологии арматурных сталей. Основное внимание уделяют классификации и терминологии, исходя из особенностей способов и технологии изготовления арматурных сталей металлургической промышленностью. Вопрос о назначении единых прочностных характеристик только рассматривается.

В ряде стран сложились определенные системы назначения прочностных характеристик, из которых можно выделить две. В табл. 1.2 виды стержневой арматуры условно разбиты на 10 групп в зависимости от значения минимального предела текучести.

В первой из систем (США, Канада, Мексика, Англия, Австрия и др.) установлены три группы арматурных сталей: «конструкционная», «средняя» и «твердая» (в таблице группы II, III и IV). В некоторых странах (Англия и др.) введена дополнительная группа «мягкой» арматурной стали, соответствующая нашей стали марки Ст0.

Во второй системе установлены четыре группы (в таблице 1.2 группы II, IV, V и VI), для обозначения которых согласно ДИН-10045, введены шифры BSt-I, BSt-II и т. д. Если арматура горячекатаная, то к шифру прибавляется индекс «а», для упрочненной в холодном состоянии вводится индекс «в». Такая система используется не только в ФРГ, но и во многих странах Европы.

Арматурные стали с более высокими прочностными характеристиками в обоих случаях выпускаются по специальным стандартам или каталогам фирм и не имеют четкой классификации.

Следует отметить, что интервалы между группами стали, как правило, незначительны. В новой редакции ДИН-10045 уже исключена арматура BSt-II и для других групп установлено единое значение предела текучести, независимо от диаметра стержней.

Таким образом, только в СССР введена четкая классификация всей стержневой арматуры. Для горячекатаной арматуры она была впервые установлена (по предложению НИИЖБ) в Рекомендациях по стандартизации СЭВ — РС 78—59 в 1959 г., которые были пересмотрены в 1966 г. (РС 586—66). Эти рекомендации устанавливают единую классификацию, единый сортамент и общие технические требования к горячекатаной стали четырех классов. На основании этих рекомендаций разработаны

Таблица 1.2. Значения минимального предела текучести выпускаемой в СССР и за рубежом

A — ненапрягаемая

Страна	Группы стержневой арматуры по минимальным пределам			
	I (1900—2100)	II (2200—2400)	III (2700—3000)	IV (3300—3600)
СССР	—	2400 А-I	3000 А-II	—
США	—	2320 «Конструкционная»	2810 «Средняя»	3520 «Твердая»
Австрия	2100 «Мягкая»	2300 «Конструкционная»	2800 «Средняя»	3500 «Твердая»
Англия	Не регламентируется «Мягкая»	—	2600 (3970)* «Средняя»	3500 «Твердая»
Канада	—	2300 «Конструкционная»	2800 «Средняя»	3500 «Твердая»
ФРГ	—	2200 BSt-Ia	—	3400 (3600)* BSt-IIa(B)
Норвегия	Не регламентируется St 00	2300(2400)* St 37	—	3400 (3600)* St 50 и St 52S

Продолжение табл. 1.2

B — напрягаемая

Страна	Группы стержневой арматуры			
	VII (6000—6500)	VIII (7000—8000)	IX(9000—10 000)	X(11 000—12500)
СССР	6000 А-IV и Ат-IV	8000 А-V и Ат-V	10 000 Ат-VI	12 000 Ат-VII
ФРГ	6000 St 60/90	7500—8000 St 75/105 и St 80/105	9000 St 90/110	12 500 St 125/140
Япония	6500 По стандарту	7000—8000 По стандарту	9500 По стандарту	11 000 По стандарту

* В скобках указано значение предела текучести для стержней меньшего диаметра.

Примечание. Над чертой — значение предела текучести, под чертой — наименование арматуры или условное обозначение.

стержневой арматуры,

текучести, кгс/см ² (в скобках)	
V (4000—4200)	VI (5000—5500)
4000	—
A-III	—
4200	5250
По стандарту	По стандарту
4000	—
Тор-40	—
—	—
—	—
4000 (4200)*	5000
BSt-IIIa	BSt-IVa(в)
3800—4000	
K _s 40:K _s 40ог	

национальные стандарты. При этом, учитывая специфику производства арматурных сталей в каждой стране, можно вводить дополнительные классы или исключать отдельные. Предусмотрена возможность снижения временного сопротивления на 300 кгс/см² для арматуры класса А-І и на 500 кгс/см² для остальных классов. Марки и химический состав стали также устанавливаются в национальных стандартах при условии обеспечения требуемых механических свойств и свариваемости. Это позволило унифицировать горячекатаную арматурную сталь в странах СЭВ, что облегчает возможность взаимных поставок арматуры, обмена технической

документации и создает условия для разработки единых норм проектирования железобетонных конструкций.

В соответствии с указанными Рекомендациями был выпущен ГОСТ 5781—61 на «Сталь горячекатаную для армирования железобетонных конструкций», устанавливающий требования к механическим характеристикам каждого класса арматуры и маркам стали, из которых они могут изготавливаться. ГОСТ определяет единый сортament, профиль, условия поставки, правила приемки, методы испытаний и т. п. Химический состав сталей установлен в стандартах общего назначения: углеродистых — ГОСТ 380—71; низколегированных — ГОСТ 5058—67. Все требования к термически упроченной стержневой арматуре установлены в ГОСТ 10884—71 [92]. На период освоения новых видов арматуры их приходится поставлять по специальным Техническим условиям.

Практически во всех странах введены стандарты на арматурные стали. Как правило, они распространяются на отдельные виды арматуры и их профиль. Например, в США действует семь стандартов на горячекатаную арматуру пяти групп по прочности; во Франции на арматуру с пределом текучести 4000...4200 кгс/см² имеется более 12 стандартов (они в основном устанавливают профиль стержней). В ФРГ требования к механическим характеристикам каждой группы (класса) арматуры содержатся в стандарте на проектирование железобетонных конструкций (ДИН-10045); марки же сталей, профиль и сортамент устанавливаются специальными стандартами.

Сортамент стержневой арматуры во многом предопределяет эффективность ее применения. В настоящее вре-

Таблица 1.3. Сортамент стержневой арматуры

Класс арматуры			Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь сечения, см ²	Масса пог.м, кг	Сорт
А-II	А-I и А-III	А-IV	6	0,283	0,222	Катанка
			7	0,385	0,302	
			8	0,503	0,395	
			9	0,636	0,5	
		А-IV	10	0,785	0,62	Мелкий
			12	1,13	0,89	
			14	1,54	1,21	
			16	2,01	1,58	
			18	2,54	2	
	А-IV	20	3,14	2,47	Средний	
		22	3,8	2,98		
		25	4,91	3,85		
		28	6,16	4,83		
	А-IV	А-IV	32	8,04	6,31	Крупный
			36	10,18	7,99	
			40	12,57	9,87	
		А-IV	45	15,9	12,48	
			50	19,63	15,41	
55			23,76	18,65		
60			28,27	22,19		
70			38,48	30,21		
80			50,27	39,46		
90	63,62	49,94				

мя он полностью унифицирован и является единым для гладкой арматуры и арматуры периодического профиля. Для арматуры каждого класса установлены пределы диаметров стержней (табл. I.3).

Сортамент составлен по номинальным диаметрам круглых стержней и равновеликих им по площади стержней периодического профиля, выраженных в мм. При разработке сортамента в основу были положены округленные предпочтительные числа ряда РА-20, составляющие геометрическую прогрессию, что обеспечивает пропорциональное увеличение площади сечения арматуры.

Строго выдержать этот ряд чисел, рекомендованный у нас в стране для составления сортамента, не удалось (см. табл. I.3): числа 5,6 и 6,3 были заменены числом 6, был исключен диаметр 11 мм, для стержней диаметром свыше 40 мм было проведено округление до ± 5 и ± 10 мм. Разработанный сортамент был включен в Рекомендации по стандартизации СЭВ и ГОСТ 5781—61.

Строители должны иметь в виду, что у нас в стране прокат в зависимости от толщины (диаметра) подразделяется на «мелкий», «средний» и «крупный» сорт, а также «катанку» (табл. I.3). С таким подразделением стали приходится считаться только при выделении фондов и оформлении заказов на арматурную сталь, а не при проектировании.

1.4. ГОРЯЧЕКАТАНАЯ АРМАТУРА

В настоящее время разработан химический состав и технология изготовления всех классов горячекатаной арматуры.

Распределение значений предела текучести горячекатаной арматуры позволяет четко отделить один класс арматуры от другого (рис. I.3).

Арматура класса А-I изготавливается из низкоуглеродистой стали СтЗ. Своеобразие построения стандарта на углеродистую сталь обыкновенного качества (ГОСТ 380—71) заключается в том, что в зависимости от назначения и гарантируемых характеристик стали подразделяются на три группы: А — поставляемые по механическим свойствам, Б — по химическому составу и В — по механическим свойствам и химическому составу. Арматура в основном выпускается из стали, поставляемой по группе А. При этом способ выплавки выбирается заво-

дом-изготовителем. Строители могут оговорить лишь степень раскисления стали, которая обозначается путем добавления индексов: «кп» (кипящая), «пс» (полуспокойная) и «сп» (спокойная) и должны указать третью категорию гарантируемых механических характеристик (временное сопротивление, предел текучести, относительные удлинения после разрыва и загиб в холодном состоя-

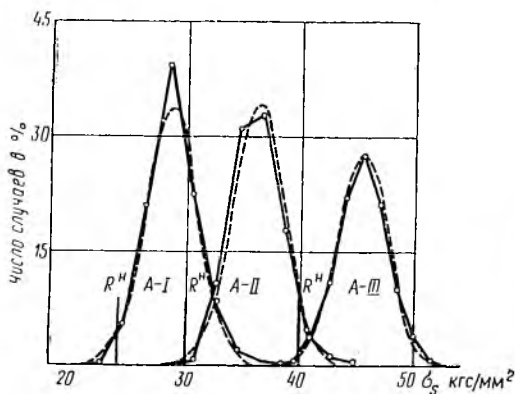


Рис. 1.3. Распределение значений предела текучести горячекатаных арматурных сталей классов А-I; А-II и А-III

нии), т. е. марки СтЗкпЗ, СтЗпсЗ и СтЗспЗ. По требованию заказчика арматура класса А-I может изготавливаться из стали по группе В (марки ВСтЗсп2, ВСтЗпс2 и ВСтЗкп2, цифра 2 означает категорию гарантии тех же механических характеристик). Эти стали дороже, но свойства их лучше. По группе Б сталь для арматуры не поставляется, так как при этом не гарантируются механические характеристики.

Следует напомнить, что до 1960 г. углеродистые стали для арматуры поставлялись только по группе А (группы В не было), способ раскисления в марке стали не указывался, арматуру стали марки СтЗ строители получали, как правило, из кипящей стали. С 1960 г. (ГОСТ 380—60) марка СтЗ означала только спокойную сталь, а индексы вводили для кипящей и полуспокойной стали, что приводило к путанице, поэтому с 1967 г. (ГОСТ 380—60* «со звездочкой») ввели и для этой стали индекс. С 1960 г. арматура из стали марки Ст0 не применяется.

Арматура класса А-II изготавливается согласно ГОСТ 5781—61 из спокойной углеродистой стали марок ВСт5сп2 и ВСт5пс2 (диаметром от 10 до 40 мм) и из низколегни-

Т а б л и ц а 1.4. Химический состав горячекатаных арматурных сталей

Класс арматуры	Марка стали	Химический состав в %					Документы, регламентирующие состав стали
		углерод	кремний	марганец	хром	специальные добавки	
А-I	ВСтЗсп	0,14—0,22	0,12—0,3	0,4—0,65	—	—	ГОСТ 380—71 То же »
	ВСтЗпс	0,14—0,22	0,05—0,15	0,3—0,6	—	—	
	ВСтЗкп	0,14—0,22	≤0,07	0,3—0,6	—	—	
А-II	ВСт5сп	0,28—0,37	0,15—0,35	0,5—0,8	—	—	ГОСТ 380—71 То же (для стержней $d \leq 28$ мм) То же (для стержней $d > 28$ мм) ЧМТУ 1-89-67 ГОСТ 5058—65
	ВСт5пс	0,30—0,39	0,05—0,15	0,6—0,9	—	—	
	ВСт5пс	0,28—0,37	0,05—0,15	0,8—1,1	—	—	
	10ГТ 18Г2С	≤0,13 0,14—0,23	0,45—0,65 0,6—0,9	1,0—1,3 1,2—1,6	— —	Титан 0,02—0,03 —	
А-III	25Г2С	0,20—0,29	0,6—0,9	1,2—1,6	—	—	То же »
	35ГС	0,30—0,37	0,6—0,9	0,8—1,2	—	—	
А-IV	80С	0,74—0,82	0,6—1,0	0,5—0,8	—	Титан ≤0,04	» »
	20ХГ2Ц	0,19—0,26	0,4—0,7	1,5—1,9	0,9—1,2	Цирконий 0,07—0,14	
	20ХГСТ	0,18—0,25	1,0—1,3	1,0—1,3	1,0—1,3	Титан 0,08—0,15	ЧМТУ 871—63
А-V	23Х2Г2Т	0,19—0,26	0,4—0,7	1,4—1,7	1,35—1,7	Титан 0,02—0,08	ЧМТУ 1-177-67

П р и м е ч а н и е. Система маркировки низколегированных сталей: двузначная цифра слева указывает (приближенно) содержание углерода в сотых долях процента. Буква обозначает легирующий элемент: Г — марганец, С — кремний, Х — хром, Т — титан, Ц — цирконий и т. п. Если за буквой нет цифры, то содержание легирующего элемента обычно не превосходит 1%. Цифра «2» после буквы указывает, что процент содержания выше 1%, но не превосходит 2%. Например, сталь марки 25Г2С содержит в среднем углерода 0,25%, она легирована марганцем в количестве более 1% и содержит кремния не более 1%.

рованной стали марки 18Г2С (диаметром 40—90 мм). Вначале такая арматура выпускалась диаметром 12—32 мм из спокойной стали марки Ст5 по группе А. В дальнейшем из этой стали изготавливались стержни диаметром 36—90 мм для армирования массивных гидротехнических сооружений и промышленных объектов. Было установлено, что браковочный минимум предела текучести стержней диаметром до 40 мм составляет 3000 кгс/см², а для более крупных падает — 2700 кгс/см² (см. рис. 1.1). Кроме того, стержни крупных диаметров из этой стали было трудно сваривать. Поэтому для них была разработана специальная низколегированная сталь марки 18Г2С (табл. 1.4), которая обеспечивала для стержней крупного диаметра требуемые для класса А-II прочностные показатели, хорошо сваривалась, была пластична и не склонна к хрупкому разрушению [21, 22]. Для обеспечения надежной сварки арматуры диаметром до 40 мм из стали марки Ст5 пришлось ограничить ее химический состав, т. е. ввести как бы группу В, которой в 1953 г. не было. Такое положение формально сохранилось, когда ввели в стандарт марки ВМСт5сп, ВКСт5сп, а затем и ВСт5сп2.

В 1960 г. металлурги начали разрабатывать способ выпуска полуспокойной стали этой марки с целью повышения выхода готового проката на 5—7% [23]. При одинаковом содержании углерода и марганца предел текучести у полуспокойной стали был примерно на 300 кгс/см² ниже, чем у спокойной. Некоторым повышением содержания углерода и марганца удалось для стержней диаметром до 25 мм достичь требуемых свойств. Лишь в 1965 г., доведя содержание марганца до 1,1% (см. табл. 1.4), можно было выпустить стержни диаметром 28—40 мм. Все же вначале арматура из полуспокойной мартеновской и конверторной стали имела пониженный (~ 200 кгс/см²) по сравнению со спокойной предел текучести (рис. 1.4). Такая сталь в ряде случаев склонна к хрупкому разрушению, особенно после упрочнения вытяжкой, поэтому области ее применения пришлось несколько ограничить [113].

Для железобетонных конструкций, эксплуатируемых в особых условиях: при низких отрицательных температурах, при воздействии динамических, ударных и сейсмических нагрузок, а также рассчитываемых на выносливость, пришлось создать специальную низколегирован-

ную арматурную сталь марки 10ГТ, обладающую хорошей свариваемостью и не склонной к хрупкому разрушению. С 1969 г. такая сталь выпускается диаметром до 32 мм. Содержание углерода в ней ниже, чем у стали марки ВСтЗсп, что обеспечило ей исключительно хорошую свариваемость, а также гарантирует ударную вязкость даже при температуре -60°C не менее $5\text{ кгс}\cdot\text{м}/\text{см}^2$.

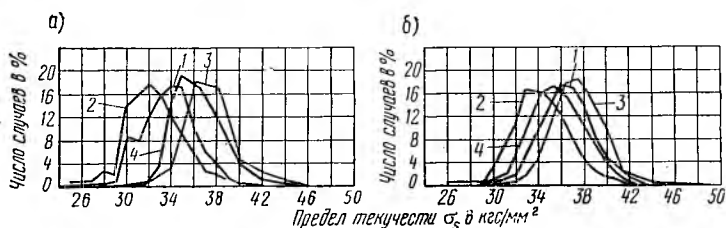


Рис. 1.4. Распределение значений предела текучести арматуры класса А-II из стали мартеновской (а) и конверторной (б)

1 — сталь спокойная [113]; 2 — сталь полуспокойная [113]; 3 — сталь спокойная (по данным 1973 г.); 4 — сталь полуспокойная (по данным 1973 г.)

Умеренное легирование марганцем и титаном позволило достичь требуемых для класса А-II значений предела текучести, однако временное сопротивление оказалось пониженным, зато относительные удлинения очень высоки, поэтому для них установлены иные значения, чем для стали марки Ст5.

Арматура класса А-III изготавливается только из низколегированных сталей марок 25Г2С и 35ГС. В период 1952—1954 гг. она условно именовалась АНЛ-1 (арматурная низколегированная средней прочности) [46]. С 1955 г. начался массовый выпуск арматуры из стали марки 25Г2С (вначале 25ГС) по специальному стандарту.

Первоначальный сортамент стали класса А-III (12—32 мм) был существенно расширен включением катанки периодического профиля диаметром 6—9 мм, которая оказалась экономичнее, чем обыкновенная арматурная проволока тех же диаметров. Из-за технологических трудностей и высокого расхода ферромарганца металлургическая промышленность не могла обеспечить в требуемом объеме выпуск арматуры из стали 25Г2С. Поэтому была разработана новая марка — сталь 35ГС, которая по технологии выплавки проста и обеспечивает

возможность ее массового производства в конверторах и мартеновских печах любого тоннажа. Она была экономична по расходу легирующих добавок и стоимости передела [108]. Ее механические характеристики стабильны. Уже в 1960 г. было начато массовое производство такой стали и увеличена почти вдвое поставка арматуры класса А-III по сравнению с предыдущим годом. Сейчас она является основной.

Поскольку сталь марки 25Г2С обладает все же лучшей свариваемостью и менее склонна к хрупкому разрушению, ее применяют для ряда специальных конструкций.

Арматура класса А-IV изготавливается из высокопрочных низколегированных марок стали. С 1956 г. она изготовлялась из стали марки 30ХГ2С. Эта сталь не имела площадки текучести. В 1959 г. производство арматуры этого класса резко возросло (до 70 тыс. т), и она стала в то время основным видом напрягаемой арматуры, чему содействовало появление электротермического способа натяжения. Однако металлургам не удалось добиться стабильности механических характеристик такой арматуры из-за высокой чувствительности стали к изменению содержания химических элементов, условиям охлаждения и изменению диаметра стержней [37]. В связи с этим было решено заново создать стали класса А-IV двух типов: одну — технологически простую и дешевую, но несвариваемую или ограниченно свариваемую; другую — свариваемую, но более дорогую сталь. В 1961—1963 гг. для арматуры первого типа были предложены стали марок 65ГС и 80С с высоким содержанием углерода (0,62—0,82%). Такая арматура отвечала по своим механическим характеристикам классу А-IV и отличалась высокими упругими свойствами.

Сейчас эта арматура класса А-IV выпускается диаметром 10—18 мм мерной длины из стали марки 80С, которая благодаря комплексному легированию высокоуглеродистой стали в узких пределах титаном и кремнием имеет стабильную структуру мелкого перлита, обеспечивающую высокую однородность свойств. При разработке новых марок стали второго типа за основу принимали кремнехромомарганцовистые, в которых содержание углерода составляло 0,2% (в стали 30ХГ2С — 0,3%), что компенсировалось введением, как правило, специальных легирующих добавок: в сталях 20ХГСТ и

20ХГ2Т — титана, а в сталях 20ХГ2Ц и 20ХГ2Ф соответственно — циркония и ванадия. В результате исследований и опытного применения сталей этих и других марок было установлено, что свариваемость стали марки 20ХГСТ несколько лучше, чем у 20ХГ2Ц, но ударная вязкость и свойства при пониженных температурах ниже. Обе эти стали имеют бейнитную структуру [37]. Арматура из стали 20ХГСТ может прокатываться только диаметром 10—18 мм, из стали же 20ХГ2Ц можно получить стержни большего диаметра, но выпуск их еще полностью не освоен. Эта марка стали включена в стандарт.

Арматура класса А-V изготавливается из особой низколегированной стали марки 23Х2Г2Т, подвергнутой низкотемпературному отпуску (нагреву до $250 \pm 50^\circ \text{C}$). При исследовании стали 20ХГ2Ц установлено, что ее временное сопротивление обычно выше $10\,000 \text{ кгс/см}^2$ (1000 МПа), а соотношение $\sigma_{0,2}/\sigma_{\text{в}}$ составляет обычно 0,63—0,67. Известно, что электронагрев стали 20ХГ2Ц до температуры 200—350°С значительно повышает условный предел текучести и особенно упругости [73]. Такой же эффект может быть достигнут и при обычном отпуске в печах. Чтобы гарантировать значение временного сопротивления не ниже $10\,500 \text{ кгс/см}^2$ (1050 МПа), увеличили содержание хрома в стали 20ХГ2Ц, переводя ее в марку 23Х2Г2Ц, а позднее заменили цирконий титаном (23Х2Г2Т). У горячекатаной арматуры из этой марки стали после отпуска в колпаковых печах повышается предел текучести до требуемой величины, соотношение $\sigma_{0,2}/\sigma_{\text{в}}$ достигает 0,7—0,8, а относительные удлинения возрастают. Промышленные партии такой арматуры диаметром от 10 до 22 мм оказались достаточно однородными по своим свойствам [73]. Важно, что такую арматуру можно соединять по длине контактной стыковой сваркой [73]. Это самая высокопрочная свариваемая арматурная сталь и массовый ее выпуск осваивается промышленностью.

1.5. ТЕРМИЧЕСКИ УПРОЧНЕННАЯ АРМАТУРА

Термическое упрочнение углеродистых и низколегированных сталей является весьма эффективным способом повышения их прочностных характеристик на 60—100% и более при сравнительно небольших затратах (5—12% стоимости стали). Для получения и примене-

ния такой арматуры необходимо было решить ряд вопросов: установить технические требования к термически упроченной арматуре, разработать режимы термической обработки и выбрать исходные марки стали, исследовать свойства полученной арматуры и особенности ее применения в железобетонных конструкциях, а также разработать оптимальную производственную технологию.

Классификация и основные технические требования к ней были установлены еще в 1959—1961 гг. и введены в соответствующие нормативные документы и стандарты (ГОСТ 10884—64). Вначале наиболее целесообразным был выпуск арматуры класса Ат-IV, а потом, как основной, классов Ат-V и Ат-VI. Арматура класса Ат-VII и Атк должна осваиваться на более позднем этапе. В организации производства арматуры класса Ат-III не было особой необходимости, так как ее применение не сулило строителям каких-либо технических и экономических преимуществ перед горячекатаной сталью того же класса. В первую очередь следовало освоить выпуск стержней мелкого сорта, затем среднего, а потом установить потребность в арматуре крупного сорта.

Над созданием термически упроченной арматуры научно-исследовательские и производственные организации работают, начиная с 1958 г. Как известно, помимо повышения прочности термическая обработка значительно снижает склонность стали к хрупкому разрушению, однако пластические ее свойства, как правило, заметно снижаются. При выборе режимов термообработки следует обеспечить оптимальное сочетание высоких прочностных свойств и необходимой пластичности. Непосредственно после закалки арматурная сталь, как правило, хрупка и обладает значительными остаточными напряжениями, поэтому ее следует отпустить — нагреть до той или иной температуры в зависимости от требуемых свойств.

Оригинальным советским изобретением является разработка способа и установки (ЭТУ-1) для электротермического упрочнения арматуры. По этой технологии прутки мерной длины (6,2 или 12—13 м) нагревается электрическим током большой силы за 0,5—1,5 мин до температуры аустенизации (860—950°С) и быстро охлаждается в воде комнатной температуры — закаливается. Требуемый уровень пластических свойств достигается.

ется путем повторного нагрева (340—450° С) — отпуска, при этом стержни не коробятся. Производство стержневой термически упрочненной арматуры у строителей сыграло важную роль.

Институт черной металлургии (г. Днепропетровск) совместно с металлургическими заводами предложил способ централизованного изготовления термически упрочненной арматуры. В 1966 г. на опытно-промышленных установках сначала Макеевский, а потом Криворожский металлургические заводы приступили к выпуску термически упрочненной арматуры, который достиг в 1967 г. 35 тыс. т [114]. После пуска установки на Череповецком заводе потребность строителей в термически упрочненной арматуре может быть полностью удовлетворена.

Режимы электротермического способа упрочнения были рекомендованы ЦНИИЧМ [37] для выпуска на установках ЭТУ-1 арматуры класса Ат-IV из стали марки Ст5. Анализ результатов контрольных испытаний такой арматуры диаметром 10—16 мм и специальные исследования ее свойств показали, что изменчивость механических характеристик на разных заводах в течение ряда лет находится практически в одинаковых пределах. Средние значения временного сопротивления стали по заводам близки (10 110—11 316 кгс/см²). Однако высокие коэффициенты вариации (9,91—11,16%) свидетельствуют о значительном разбросе прочности арматуры, стержни которой в ряде случаев можно было бы отнести к классу Ат-V и даже Ат-VI (см. рис. 1.5А). Для этой стали браковочный минимум временного сопротивления не может быть выше 8000 кгс/см² (800 МПа), так как значение величины $M_{ср}$ (1—2V) составляет всего 8150 кгс/см². Условный предел текучести достаточно высок ($\bar{\sigma}_{0,2} \approx 9000$ кгс/см²), но коэффициент его вариации в данном случае значительный ($\sim 12\%$), однако и при этом достигается требуемый минимум для класса Ат-IV с достаточной обеспеченностью. Относительные удлинения (δ_5) высоки, но равномерные удлинения (δ_p) составляют в среднем лишь 2,6% и в ряде случаев снижаются до 0,5%.

Такое колебание свойств электротермоупрочненной арматуры обусловлено в основном различием в содержании углерода у стали марки Ст5, которая по существу не предназначается для термообработки. Исследования

показали, что повышение содержания углерода на каждые 0,01% может привести к увеличению временного сопротивления упрочненной арматуры на 100—300 кгс/см², предела текучести на 200—500 кгс/см² и снижению относительных удлинений (δ_5) на 1%. Вследствие слабой прокаливаемости стали с увеличением диаметра механические свойства ее могут снижаться. Например, увеличение диаметра на 2 мм может снизить σ_B на 100—

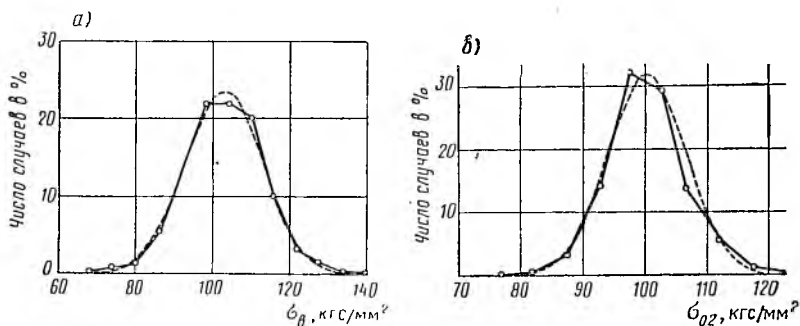


Рис. 1.5. Распределение значений прочностных показателей термически упрочненной арматуры

а — электротермоупрочненная класса Ат-IV (σ_B); б — упрочненная с прокатного нагрева класса Ат-V ($\sigma_{0,2}$); ————— экспериментальные данные; — — — — теоретическая кривая

200 кгс/см², а $\sigma_{0,2}$ на 200—300 кгс/см². В связи с этим на заводах ЖБИ трудно подобрать соответствующий режим. После электротермической обработки арматура из стали марки 35ГС имеет более высокие характеристики, так как эта сталь при таком же содержании углерода имеет марганец (повышающий прокаливаемость) и кремний (задерживающий преждевременный отпуск). Благодаря этому из нее можно получать арматуру класса Ат-V, а при малых диаметрах и тщательном подборе режима обработки даже класса Ат-VI [37]. Хотя однородность прочностных свойств такой арматуры несколько выше, но равномерные удлинения δ_r обычно не превышают 2% и во многих случаях близки к нулю.

На металлургических заводах используют высокотемпературную термомеханическую обработку стали, при которой прутки сразу после вытяжки (порядка 30—40%) в чистой клетке подвергаются интенсивной закалке

ке с последующим самоотпуском. При этом высокая степень повышения прочностных свойств достигается путем ориентирования кристаллов мартенсита в требуемом направлении и измельчением их, вызванным направленным фазовым наклепом [114]. На Криворожском и Череповецком заводах раскаленный стержень, выходящий со скоростью 12—16 м/с из чистой клетки, попадает в устройство, где подвергается интенсивному охлаждению струями воды, подаваемой под большим давлением. Такой термообработке может подвергаться вся прокатываемая арматура, а длина упрочненных стержней лимитируется длиной холодильника (80—100 м). При резке их на мерные длины остаются стержни немерной длины, которые отпускают потребителю как арматуру класса А-II.

Степень упрочнения (класс получаемой арматуры) зависит в основном от скорости проката и интенсивности охлаждения. Для получения арматуры класса Ат-V и Ат-VI ранее использовали сталь марки 35ГС. Оказалось, что эта сталь довольно чувствительна к возможным изменениям параметров термообработки. Так, при разгоне хвостовой части прутка длиной 80 м снижение прочностных показателей этого участка достигало 1500 кгс/см² по сравнению с головным участком. Потребовалось подобрать соответствующий химический состав стали. Удалось упрочнить арматуру из стали марки Ст.3, получив очень высокие и однородные механические характеристики: $\sigma_b = 12\ 800 \dots 13\ 300$ кгс/см²; $\sigma_{0,2} = 8950 \dots 9200$ кгс/см² и $\delta_5 = 9 \dots 12\%$. Однако по пределу текучести такая сталь соответствовала классу Ат-V, по временному сопротивлению — Ат-VI, а при электронагреве выше 250°С начиналось резкое снижение прочностных характеристик. Поэтому выбрали сталь практически с тем же содержанием углерода, но легированную марганцем и кремнием (марка 20ГС) [111, 114]. По длине прутка разброс прочностных показателей не превышает 5—6%. Для арматуры класса Ат-V коэффициент вариации прочностных характеристик в зависимости от диаметров арматуры и периода выпуска находится в пределах 4—7% (см. рис. 1.5, б).

На Макеевском металлургическом заводе опытно-промышленная установка позволяет упрочнять стержни диаметром 14—25 мм. После выхода из чистой клетки прутки требуемой длины отрезается и отводится на уста-

новку, где после дополнительной резки стержни мерной длины закалываются в ваннах с последующим самоотпуском. При такой технологии из стали марки 35ГС получали арматуру класса Ат-V и Ат-VI, но неоднородную по своим свойствам. Поэтому были подобраны стали с иным химическим составом, упрочнение которых не приводит к разбросу свойств по длине прутка более 5,5%, а самое главное — позволяет увеличить относительные равномерные удлинения до 2—4%.

Следует отметить, что области применения термически упрочненной арматуры сужают склонность ее к коррозионному растрескиванию.

Таким образом, металлургическая промышленность освоила массовый выпуск арматуры класса Ат-V и Ат-VI мелкого сорта и частично среднего сорта. В дальнейшем можно ожидать организации производства арматуры класса Ат-VII и Атк, если потребность в них будет значительна. Имеются данные о возможности получения термически упрочненной арматуры класса Ат-III мелкого сорта, которую смогут соединять сваркой, однако свойства ее еще не изучены, не ясна еще и экономическая эффективность ее производства. В первую очередь следует повысить коррозионную стойкость напрягаемой арматуры и освоить выпуск стержней по всему сортаменту.

1.6. АРМАТУРА, УПРОЧНЕННАЯ ВЫТЯЖКОЙ

Наиболее простым способом упрочнения горячекатаных арматурных сталей является их вытяжка до напряжений, превышающих предел текучести. При этом развиваются пластические деформации и повышается предел текучести стали до наибольшего значения напряжения, которое создается при вытяжке. Явление упрочнения стали при вытяжке называется «наклепом».

По современным воззрениям упрочнение при холодной деформации наступает в результате резкого возрастания числа дислокаций и их взаимного торможения, что тем самым приводит к повышению предела текучести (частично временного сопротивления) стали. Эти характеристики в дальнейшем могут изменяться. Поэтому при анализе свойств упрочненной вытяжкой арматуры учитывают эффект старения; в результате вылеживания наклепанного металла наблюдается изменение

свойств с течением времени — так называемое механическое старение (старение, происходящее при обычной температуре, называется естественным, при повышенной — искусственным). При этом возрастает прочность, понижается пластичность и увеличивается склонность к хрупкому разрушению. С повышением температуры (100—300°С) процесс старения протекает интенсивнее.

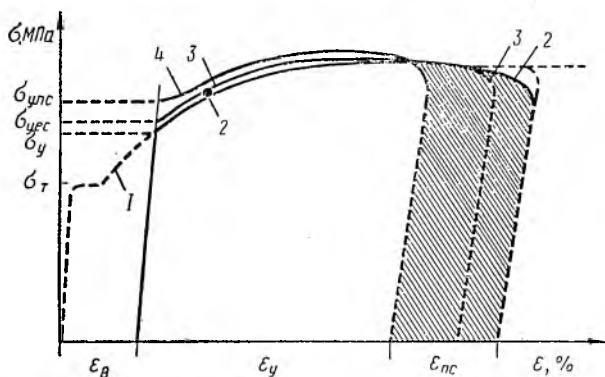


Рис. 1.6. Изменение диаграммы деформации горячекатанной арматуры при упрочнении вытяжкой

1 — исходная сталь; 2 — упрочненная вытяжкой; 3 — то же, после естественного старения; 4 — то же, после искусственного старения; σ_T — предел текучести исходной стали; σ_y — то же, стали, упрочненной вытяжкой; $\sigma_{y.ес}$ — то же, после естественного старения; $\sigma_{y.ис}$ — то же, после искусственного старения; ϵ_B — относительные удлинения при вытяжке; ϵ_y — то же, оставшиеся после вытяжки и старения; $\epsilon_{п.с}$ — то же, потери вследствие старения металла

На рис. 1.6 приведено изменение диаграммы деформаций арматурной стали при ее упрочнении вытяжкой и последующем старении. Диаграмма деформаций исходной стали обычно сразу за площадкой текучести имеет довольно крутой подъем, который постепенно уменьшается с плавным переходом к горизонтальному участку. Поэтому с увеличением удлинений при вытяжке интенсивность нарастания упрочнения снижается. Результаты исследований [14, 68] показали, что после естественного старения прочностные характеристики изменяются незначительно. Искусственное старение может повысить предел текучести на 3—12%, а временное сопро-

тивление на 2—5% (кривая 4). Равномерные относительные удлинения арматуры после вытяжки будут меньше исходных на величину удлинений при вытяжке. Однако в результате естественного, а особенно искусственного, старения равномерные удлинения могут сократиться еще на 1—5% абсолютных их значений. Арматуру можно вытянуть до такой степени, что в результате старения ее равномерные удлинения будут близки к нулю, что недопустимо. Поэтому при назначении режимов упрочнения каждого вида арматурной стали необходимо устанавливать не только величину контролируемого усилия (напряжений), но и предельных удлинений при вытяжке.

Раньше упрочняли вытяжкой низкоуглеродистую сталь марок Ст0 и Ст3 небольших диаметров. Вытяжку производили обычно механическим способом (с помощью лебедки), а напряжение контролировалось подъемом груза, обеспечивающего заданную величину усилия вытяжки. Такой способ упрочнения известен под названием «силовая калибровка». Удлинения стали при вытяжке не контролировались, так как заведомо было известно, что при заданном напряжении (~ 3000 кгс/см²) пластические характеристики всегда будут в норме. Надобность в упрочнении Ст3 исчезла после обеспечения строителей эффективной горячекатаной арматурой классов А-II и А-III.

Известный дефицит в напрягаемой стержневой арматуре, в особенности отсутствие горячекатаных и термически упрочненных стержней крупного диаметра, заставил строителей организовать упрочнение вытяжкой арматуры класса А-II и А-III, позволяющее повысить их предел текучести на 40—50%. Для обоих классов этих сталей установили браковочные значения предела текучести на 500 кгс/см² ниже временного сопротивления. Эти браковочные значения соответствуют величине контролируемого напряжения при вытяжке и нормативному сопротивлению арматуры классов А-IIв и А-IIIв (табл. I.5).

Установленные значения пределов текучести являются оптимальными, они обеспечивают высокую степень упрочнения и позволяют сохранить достаточную пластичность стали, а также известный запас прочности. У нас в промышленности приняты две технологии упрочнения такой арматуры. По одной из них арматуру вы-

Т а б л и ц а 1.5. Механические характеристики упрочненной вытяжкой арматурной стали

Класс арматуры	Режим упрочнения и марка стали	Предел текучести, кгс/см ² (МПа)	Временное сопротивление, кгс/см ² (МПа)	Относительное удлинение при разрыве, %	Диаметр стержней, мм
		не менее			
А-IIв	До напряжения 4500 кгс/см ² (450 МПа) удлинения не более 5,5% (Ст5) Без контроля напряжений удлинения на 5,5% (Ст5)	4500 (450)	5000 (500)	8	10—40
А-IIIв	До напряжения 5500 кгс/см ² (550 МПа) удлинения не более 3,5% (25Г2С) и 4,5% (35ГС) Без контроля напряжений удлинения на 3,5% (25Г2С) и на 4,5% (35ГС)	5500 (550)	6000 (600)	8	10—40

тягивают до заданного удлинения без контроля усилия, по другой — упрочнение производится до заданного усилия в стержнях при обязательном контроле удлинений, получаемых при вытяжке. Такое упрочнение обычно производят на специальных установках — стендах, имеющих гидравлический или механический привод и силовой измеритель. Рекомендуется стержни до упрочнения сваривать по длине, что позволяет избежать разупрочнения стали в сварных стыках.

В результате исследований [14, 68] было установлено, что для обеспечения требуемого повышения предела текучести арматуру класса А-II из стали марки Ст5 необходимо вытягивать на 5,5%, а класса А-III марки 25Г2С — на 3,5%. Если при упрочнении контролируется усилие, то удлинение при вытяжке не должно превосходить для этих сталей указанных выше величин. После выпуска арматуры класса А-III из стали марки 35ГС было установлено, что при удлинении на 3,5% предел текучести во многих случаях не достигает 5500 кгс/см². Диаграмма деформаций этой стали оказалась более по-

логий. Специальные исследования показали, что предельные удлинения надо ограничить 4,5% [70].

Хотя нормативные сопротивления при обеих технологиях упрочнения арматуры приняты одинаковыми, расчетные сопротивления пришлось установить различными. В случае упрочнения вытяжкой только до заданного удлинения расчетные сопротивления принимаются ниже, поскольку при одинаковой величине удлинения будет наблюдаться различная степень упрочнения в зависимости от изменчивости предела текучести и формы диаграммы деформации исходной стали. Имеется большая вероятность того, что упрочненная арматура будет иметь предел текучести ниже требуемой величины.

При упрочнении арматуры с контролем усилия и удлинения вытяжку стержней производят до усилия, соответствующего требуемому напряжению (если при этом удлинения не достигли заданного предела, вытяжку прекращают). Полученная арматура однороднее по прочностным показателям и имеет более высокие пластические характеристики, поэтому ее расчетные сопротивления выше.

Следует отметить, что изготовление и применение строителями арматуры, упрочненной вытяжкой, является вынужденным решением; при полном удовлетворении в ближайшие годы потребности в стержневой напрягаемой арматуре нужных классов и диаметров отпадет необходимость в упрочнении стали класса А-II и А-III.

Глава II. СТЕРЖНЕВАЯ АРМАТУРА ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

II.1. СЦЕПЛЕНИЕ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

Под сцеплением арматуры с бетоном понимается непрерывная связь по поверхности контакта между арматурой и бетоном, обеспечивающая их совместную работу.

Силы сцепления вызывают в прилежащем к арматуре бетоне сложное напряженно-деформированное состояние и могут быть сведены к распределенной нагрузке, направленной по оси арматуры, в результате чего величина продольных усилий в арматуре становится переменной по длине стержня. Эта нагрузка обычно оценивается величиной условных касательных напряжений сцепления ($\tau_{сц}$), действующих по поверхности контакта арматуры с бетоном. Силы сцепления могут оказывать расклинивающее действие на бетон, которое оценивается величиной поперечных (нормальных к оси стержня) напряжений (p), называемых напряжениями «распора» или поперечным давлением.

В некоторых случаях силы сцепления вызывают дополнительные нагрузки на арматурный стержень в виде распределенных по длине изгибающих или крутящих моментов.

Сцепление должно обеспечивать передачу усилий от арматуры на бетон или в обратном направлении вплоть до разрушения конструкции, предопределяя тем самым работу железобетона как конструктивного материала. Надежность конструкций, кроме того, зависит от анкеровки концов арматуры: в опорных узлах, стыках, местах обрыва стержней и т. п. Сцепление обуславливает перераспределение усилий между арматурой и бетоном в случае развития в последнем пластических деформаций, а также при возникновении и развитии трещин. Для некоторых видов изгибаемых и внецентренно сжатых элементов сцепление играет существенную роль в обеспечении прочности сечений, предотвращая чрезмерное раскрытие трещин, ведущее к сокращению высоты сжатой зоны и, как правило, к преждевременному разрушению конструкции. Благодаря сцеплению в большинстве случаев обеспечивается передача усилий обжатия от напрягаемой арматуры на бетон.

В основном сцепление арматуры с бетоном определяется:

характеристиками арматурной стали (состоянием ее поверхности, профилем, диаметром и ее механическими свойствами);

характеристиками бетона (его прочностью, возрастом, составом, свойствами цемента, заполнителей);

технологией приготовления бетона, способом укладки и уплотнения, условиями твердения;

напряженным состоянием железобетонных элементов, вызывающим передачу и распределение усилий между арматурой и бетоном.

Изучение влияния такого сложного и многообразного комплекса факторов на сцепление является весьма трудной задачей. В данной главе рассматриваются лишь факторы, позволяющие выявить природу и механизм сцепления, а также параметры, необходимые для разработки периодического профиля стержневой арматуры.

Различными исследователями было установлено, что сцепление гладкой круглой арматуры обусловлено: адгезией (склеиванием цементного геля с поверхностью стержня), трением, вызванным усадочным давлением на стержень, и механическим зацеплением за бетон неровностей поверхности стержня [121, 123, 133, 137]. Однако влияние каждого из указанных факторов на величину предельного напряжения сцепления до последнего времени не было ясно.

Склеивание цементного камня с арматурой в период схватывания и твердения бетона определяется химическими и физическими процессами, которые приводят к возникновению на контактной поверхности капиллярных и молекулярных сил притяжения [12, 48]. Силы адгезии нарушаются при сравнительно небольших напряжениях сцепления и величинах взаимного смещения стержня и бетона, поэтому они не играют решающей роли. Трудно определить и их абсолютное значение, так как при сдвиге будет происходить не только преодоление сил адгезии, но и срез микровыступов цементного камня.

Усадка бетона (поперечная) может вызвать обжатие арматуры, тогда при смещении стержня возникнут силы трения, но их величина оказывается небольшой. Она обычно не превышает 15—20% предельного сопротивления смещению. В некоторых случаях усадка отрицательно влияет на сцепление арматуры: могут появляться

продольные (радиальные) трещины; контакт между арматурой может ухудшиться в связи с большими продольными усадочными деформациями [121].

На поверхности гладкой арматуры всегда имеются впадины и выступы разнообразной формы и размеров. Было предложено классифицировать поверхности по величине их шероховатости (высоте рельефа) на: мелкую ($\leq 0,03$ мм), среднюю (0,03—0,06 мм) и большую

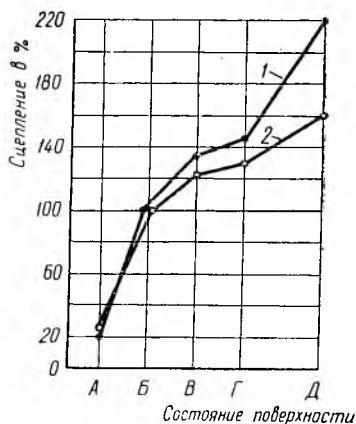


Рис. II.1. Влияние состояния поверхности на сцепление горячекатаных круглых стержней

А — полированная поверхность; Б — в состоянии поставки (напряженье сцепления — 100%); В — поверхность, покрытая ржавчиной; Г — то же, сильная ржавчина; Д — углубления глубиной 0,6 мм; 1 — напряжения при смещении нагруженного конца стержня $g=0,1$ мм; 2 — то же, $g=0,01$ мм

(0,06—0,1 мм) [77, 79]. При изменении шероховатости в этих пределах можно ожидать увеличения сцепления в 3—4 раза. У стержней с полированной поверхностью сцепление примерно в 5 раз ниже, чем у горячекатаных стержней в состоянии поставки (рис. II.1). Неровности, вызванные ржавлением поверхности, увеличивают сцепление на 20—40%. Очевидно, что зацепление за бетон неровностей поверхности гладкой арматуры является основным фактором, определяющим деформативность и прочность ее заделки в бетоне [44, 102, 121]. Механизм взаимодействия такой поверхности с бетоном при трении и сцеплении будет общим, однако условия передачи напряжений различны, так как при трении нормальное давление постоянно при взаимном сдвиге, а при сцеплении поперечное давление от возникающего распора будет величиной переменной.

При оценке сцепления арматуры с бетоном обычно выявляют связь между величиной смещения g и значением касательных напряжений $\tau_{сц}$ или напряжений (усилий) в стержнях. Взаимное смещение начинается не сра-

зу, а лишь после того, как касательные напряжения достигнут определенной величины. Заметных деформаций в начальной стадии нагружения нет, что обусловлено упругой работой бетона выступов микро-рельефа на изгиб и сдвиг, а также жесткостью адгезионных связей. Давление от усадки на этой стадии может отдалить начало сдвига за счет улучшения контакта бетона и арматуры. Начало взаимного смещения вызывается срезом отдельных наиболее мелких и часто расположенных выступов цементного камня. Дальнейший рост сопротивления сдвигу может происходить благодаря включению в работу более крупных выступов. На этой стадии происходит смятие выступов в условиях стесненной деформации, вызванной распором, и перераспределение усилий между ними. Наиболее широкие выступы при этом разгружаются, что приводит к увеличению прочности на срез. Напряжения сцепления достигают своего предельного значения в момент среза всех выступов, что характеризуется началом проскальзывания стержня. Однако касательные напряжения, достигнув при этом максимального значения, при дальнейшем проскальзывании могут сначала сохранить свою величину, которая постепенно будет снижаться вплоть до полного нарушения сцепления.

На стадии разрушения при скольжении стержня наблюдается картина, близкая к стационарному трению. Куски разрушившегося цементного камня, заполнявшие неровности, заклиниваются между поверхностью арматуры и бетона, вызывая распор, порождающий силы трения. Постепенное раздробление этих кусков приводит к уменьшению распора и снижению сопротивления сдвигу.

Таким образом, увеличение сцепления арматуры с бетоном, при прочих равных условиях, может быть достигнуто за счет придания ее поверхности специального профиля.

II.2. ОСНОВНЫЕ ПАРАМЕТРЫ ПРОФИЛЯ

Полученные данные о первостепенном значении фактора зацепления послужили основой для разработки стержневой арматуры периодического профиля.

Повышение сцепления арматуры с бетоном может быть осуществлено разными способами:

увеличением шероховатости поверхности стержней; изменением формы сечения стержней, позволяющей увеличить отношение боковой поверхности к площади сечения;

придаем поверхности стержня рационально запроектированного периодического профиля.

Все виды стержневой арматуры могут быть отнесены к зацепляющимся за бетон. Круглая горячекатаная

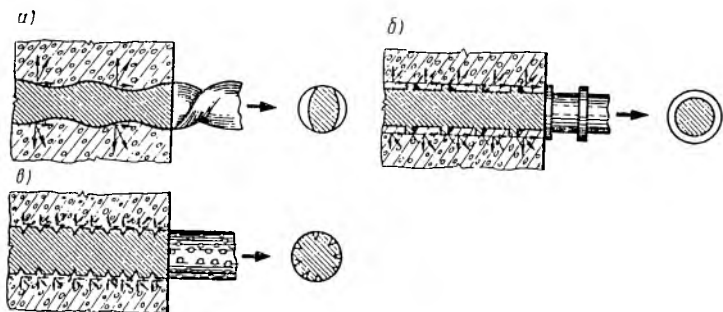


Рис. II.2. Принципиальные схемы периодических поверхностей арматурных стержней

а — профиль, заклинивающийся в бетоне при смещении; *б* — профиль, сминающий бетон при смещении; *в* — профиль, вызывающий сдвиг бетона при смещении

арматура лишь условно может быть названа гладкой (средняя высота неровностей ее поверхности составляет 80—100 мк). Гладкая арматура может иметь различную форму сечения: овальную, квадратную, прямоугольную, крестообразную, форму восьмерки и т. п. Такая арматура имеет большую боковую поверхность стержней, благодаря чему максимальные усилия сцепления у стержней несколько выше (не более 20—25%), чем у круглых. При этом механизм передачи напряжений с арматуры на бетон не изменяется, как и в случае увеличения шероховатости поверхности.

Стержни арматуры, у которых образующие запроектированы рационально изменяющимися по длине, что обеспечивает существенное повышение сцепления¹, счи-

¹ Например, в США стержни, у которых геометрические размеры профиля не отвечают требованиям стандарта, относят к «гладким» стержням.

таются арматурой периодического профиля. Для разработки эффективных видов такой арматуры необходимо знать закономерности, обуславливающие ее сцепление с бетоном.

Можно выделить три принципиальные группы поверхностей арматуры, учитывая лишь основную специфику механизма передачи напряжений сцепления, а именно:

профили, заклинивающиеся при смещении в бетоне (рис. II.2, а); сминающие бетон при смещении (рис. II.2, б) и профили, сдвигающие бетон при смещении (рис. II.2, в).

Периодические профили, заклинивающиеся в бетоне, получают путем скручивания стержней некруглого сечения (овального, прямоугольного, крестообразного, типа «Тор» и т. п.) или горячей прокаткой специальных стержней [137]. При этом образующая стержней приобретает волнообразный характер или имеет периодически повторяющиеся наклонные участки. Обычно у таких профилей угол наклона поверхности к оси стержня не превышает 10—30°. Начало взаимного смещения у рассматриваемых профилей обуславливается теми же факторами, что и у гладких стержней. Дальнейший рост сопротивления сдвигу достигается силами трения, вызванных распором, увеличивающимся по мере нарастания перемещений, т. е. в процессе заклинивания профиля. Полное нарушение сцепления при выдергивании обычно наступает в результате разрыва бетона в продольном направлении.

Исследования показали, что рассматриваемый способ повышения сопротивления скольжению при соответствующих параметрах профиля может обеспечить совместную работу бетона и арматуры при достижении значительных напряжений в последней. Однако высокий распор профилей лимитирует в ряде случаев их применение, особенно у стержней крупного диаметра. Поскольку сопротивление скольжению у рассматриваемой арматуры во многом зависит от состояния заклинивающейся поверхности стержня, снижение ее шероховатости или загрязнение (попадание масла) могут существенно повлиять на сцепление [131, 132]. Эти профили чувствительны к осадке бетона под горизонтально расположенными стержнями, приводящей к скоплению воды под ними и образованию раковин, нарушающих контакт с

расположенной внизу поверхностью стержня. Из-за этого сдвиг может начаться раньше и сопровождаться резким нарастанием перемещений.

В настоящее время редко встречается стержневая арматура, увеличение сцепления которой рассчитано только на заклинивание ее поверхности.

Периодические профили, сминающие бетон при смещении, получают путем образования на поверхности стержня соответствующих выступов или впадин при сплющивании в холодном состоянии или в процессе горячей прокатки стержней. Особенность сцепления таких профилей вызвана спецификой работы бетонных консолей, образующихся между выступами стержней. Упругая стадия передачи напряжений сцепления обусловлена в основном упругой работой бетона консолей под воздействием сжимающих усилий, передаваемых выступами. Величина распора на этой стадии невелика и зависит как от величины поперечного расширения сжатого в продольном направлении бетона, заключенного между смежными выступами, так и от формы их опорной поверхности. Возникновение больших напряжений смятия в условиях стесненных деформаций приводит к нарушению структуры бетона под выступами и развитию местных пластических деформаций. Смещения стержней при этом возрастают. На каком-то этапе развития пластических деформаций в местах концентрации напряжений у вершины выступов в бетоне образуются небольшие внутренние трещины. Эти трещины развиваются в направлении траекторий главных сжимающих напряжений и наклонены обычно под углом $45 \pm 10^\circ$ к линии действия сдвигающего усилия.

Для наглядности представим себе, что под выступами арматуры образуется бетонный клин. Под действием высоких сминающих напряжений этот участок бетона превращается в разрушенную и спрессованную массу. Таким образом как бы к выступу присоединен пластический клин, перемещающийся вместе с арматурой и передающий нагрузку по направлению нормали к его поверхности [5, 121].

Возникновение внутренних трещин в контактном слое приводит к образованию наклонных бетонных кольцевых консолей, по которым как по каналам устремляется поток силовых линий от стержня к бетону элемента, параллельных направлению трещин. Величина смещений арматуры

в момент образования и развития внутренних трещин резко возрастает, а потом стабилизируется. В дальнейшем смещения зависят от деформации бетонных консолей в направлении главных сжимающих напряжений и смятия бетона непосредственно под выступами. При высоких значениях касательных напряжений ($0,4—0,6 R_b$) бетонная консоль у вершины выступов может срезаться. Однако при наличии достаточного сопротивления поперечным деформациям частичное разрушение консоли еще не приводит к резкому смещению. Нарушение сцепления наступает лишь после среза всех бетонных консолей на уровне вершины выступов. При этом наличие распора существенно увеличивает сопротивление бетона срезу (происходит срез при сжатии). Однако нарушение сцепления может произойти из-за раскола бетона вдоль стержня, вызванного значительными силами распора. Периодические профили, у которых геометрические характеристики обеспечивают механизм передачи напряжений, рассмотренный выше, наиболее эффективны и перспективны. Их сцепление обусловлено в основном работой бетона на сжатие и смятие.

Периодические профили, у которых сцепление обеспечивается в основном работой бетона на сдвиг, представляют собой стержни, имеющие на поверхности впадины небольших размеров или часто расположенные выступы (см. рис. II.2, в). По методу изготовления и внешнему виду они могут не отличаться от предыдущего профиля. Различие заключается в том, что размеры образующихся бетонных консолей обуславливают работу их на сдвиг; смятие бетона под выступами незначительное, внутренние трещины не образуются. Нарушение сцепления у такой арматуры происходит только из-за среза бетона при относительно невысоких смещениях. Распор у этих профилей невелик, что может оказаться полезным для арматуры некоторых видов железобетонных конструкций.

Поскольку сцепление арматуры в основном зависит от геометрических размеров образующихся бетонных консолей, то величины, их характеризующие, следует считать параметрами периодических профилей арматуры. Они важны для оценки сцепления существующих видов арматуры и создания наиболее эффективных новых видов профилей. Целесообразно воспользоваться следующими параметрами.

Площадь смятия бетона под выступами $F_{см}$ принима-

ется равной площади проекции выступа на плоскость, перпендикулярную оси стержня (рис. II.3 и II.4). Эта величина будет равна:

для круглых стержней

$$F_{см} = \pi d_n K_{ох} h_{ср};$$

для стержней произвольного сечения

$$F_{см} = P_n K_{ох} h_{ср},$$

где P_n и d_n — номинальный периметр или диаметр стержня;
 $h_{ср}$ — средняя высота выступов (глубина впадин);
 $K_{ох}$ — коэффициент охвата.

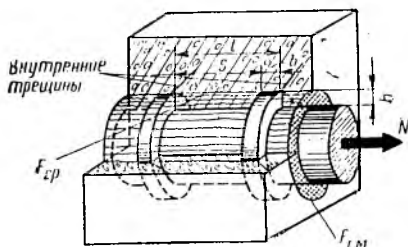


Рис. II.3. Схема совместной работы стержня периодического профиля с бетоном

t — шаг выступов; S — расстояние между выступами; b — ширина выступов; h — высота выступов

Коэффициент охвата характеризует долю периметра, на котором расположены выступы:

$$K_{ох} = 1 - \frac{\sum l_{оxi}}{P_n},$$

где $l_{оxi}$ — длина участков периметра, на которых поверхность стержня гладкая.

Площадь среза бетона между выступами $F_{ср}$ принимается равной площади поверхности между смежными гранями выступов, по которой возможен срез бетона:

для круглых стержней

$$F_{ср} = \pi d_1 \cdot K_{ох} \cdot S = \pi d_1 K_{ох} (t - b);$$

для стержней произвольного сечения

$$F_{ср} = P K_{ох} S = P K_{ох} (t - b),$$

где S — расстояние между смежными гранями выступов;

t — шаг выступов;

b — ширина выступов у вершины;

d_1 — наружный диаметр стержня.

Сопротивление скольжению стержней различного диаметра и формы сечения может быть оценено соотношением площадей бетона под выступами и среза между ними

на единице длины стержня к площади поперечного сечения стержня.

Таким образом, относительная площадь смятия бетона $\gamma_{см}$ на участке, равном одному диаметру стержней, будет равна (для круглых стержней):

$$\gamma_{см} = \frac{F_{см}}{F_{ст}} \cdot \frac{d_H}{t} = \frac{4\pi d_H K_{ох} h_{сп}}{\pi d_H^2} \cdot \frac{d_H}{t} = 4K_{ох} \frac{h_{сп}}{t}$$

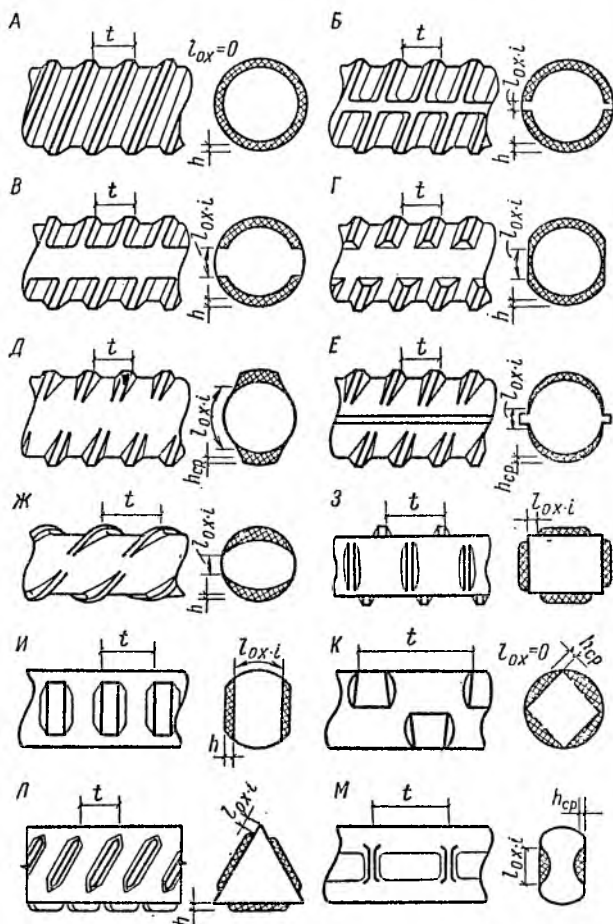


Рис. 11.4. Основные типы стержней периодического профиля (заштрихована площадь смятия)

Многие исследователи пользуются в качестве параметра только соотношением $\frac{h_{\text{ср}}}{t}$, а в отдельных случаях [137] параметром f_a («относительная поверхность выступа»), численно равным $K_{\text{ох}} \frac{h_{\text{ср}}}{t}$.

Относительная площадь среза бетона на участке, равном диаметру, вычисляется по формуле

$$\gamma_{\text{ср}} = \frac{F_{\text{ср}} \cdot \frac{d_{\text{н}}}{t}}{F_{\text{ст}}} = \frac{4\pi d K_{\text{ох}} S}{\pi d_{\text{н}}^2} \cdot \frac{d_{\text{н}}}{t} = 4K_{\text{ох}} \frac{t-b}{t} = 4K_{\text{ох}} \left(1 - \frac{b}{t}\right).$$

Важно знать и соотношение между площадью среза бетона между выступами и площадью смятия бетона под выступом:

$$\frac{F_{\text{ср}}}{F_{\text{см}}} = \frac{\pi d_1 K_{\text{ох}} (t-b)}{\pi d_{\text{н}} h_{\text{ср}} K_{\text{ох}}} \approx \frac{t-b}{h_{\text{ср}}}.$$

Самостоятельным параметром надо считать абсолютное значение высоты выступов h .

Для выявления оптимальных параметров арматуры периодического профиля приходится опираться на экспериментальные данные, а также на ряд теоретических зависимостей, удачно аппроксимирующих результаты исследований [32, 101, 121, 135, 136].

Эффективность сцепления обычно определяют по результатам испытаний стержней на выдергивание их из бетона. Основным критерием для оценки сцепления является величина сдвига стержня (g) на различных стадиях его нагружения. Необходимо знать величину максимальных напряжений сцепления и не только значение разрушающей нагрузки, но и причину разрушения.

Прежде всего следует оценить характер изменения напряжений смятия бетона под выступами в зависимости от величины относительной площади смятия ($\gamma_{\text{см}}$). Наиболее наглядно такая зависимость прослеживается по результатам испытаний на выдергивание образцов с одним выступом [135, 136]. Величину напряжений смятия в данном случае определяют расчетным путем, считая сминающее усилие — разностью между усилием, приложенным к образцу, и усилием, которое мог бы воспринять гладкий стержень при той же величине смещения. Как видно на графике (рис. II.5), при небольших смещениях

(0,01 мм) напряжения смятия у профилей с $\gamma_{см}$ от 0,2 до 2 будут близки между собой и находиться в пределах от R_b до $2 R_b$, лишь у стержней с $\gamma_{см}=4 \dots 5$ они упадут до 0,3—0,5 R_b . При смещении 0,1 мм напряжения смятия достигнут 5—2,5 R_b у образцов с $\gamma_{см}=0,2 \dots 0,8$, а при дальнейшем увеличении $\gamma_{см}$ до 4—5 — снизятся до R_b .

При смещениях в 1 мм в полулогарифмических координатах наблюдается линейное снижение напряжений

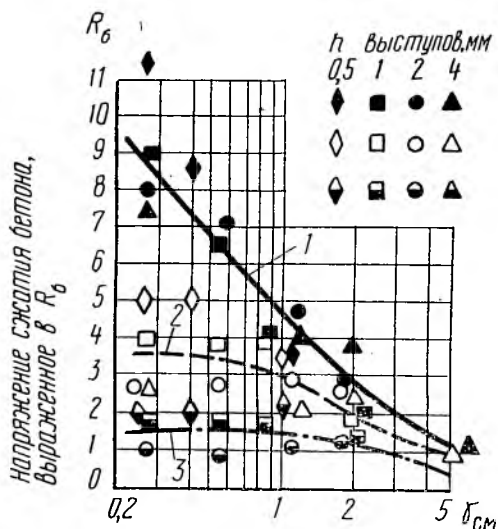


Рис. 11.5. Характер изменения напряжений смятия бетона под выступами в зависимости от $\gamma_{см}$

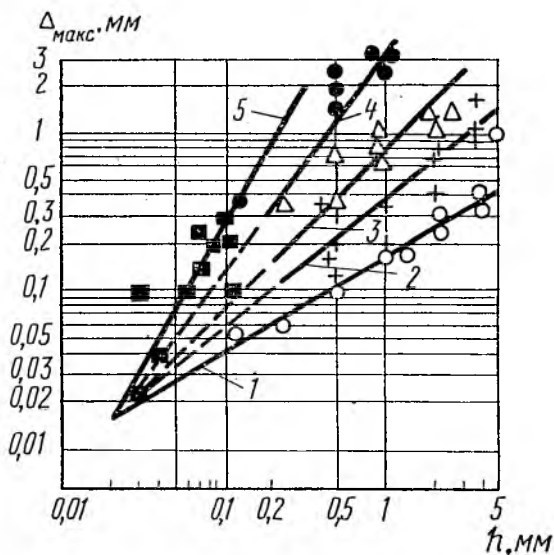
1 — смещение 1 мм; 2 — то же, 0,1 мм; 3 — то же, 0,01 мм

смятия в среднем от 10 R_b до 3 R_b с увеличением $\gamma_{см}$ от 0,2 до 2. Предельные напряжения смятия, по-видимому, могут достигнуть значений, равных 15—20 R_b . У профилей с $\gamma_{см}=4 \dots 5$ напряжения бетона под выступами не превышают R_b ; такие профили не могут быть отнесены к сминающему бетон.

Предельная деформативность сцепления (максимальное смещение) не определяется однозначно параметром $\gamma_{см}$, а зависит и от абсолютного значения высоты выступов, так как перемещения бетонных консолей при прочих равных условиях зависят от их абсолютных размеров. На напряженно-деформированное состояние влияет структура вовлекаемого слоя бетона, состоящего из цементного камня, мелкого и крупного заполнителей, воды и воздушных пор. Лучших результатов следует

ожидать у бетона консолей, содержащего мелкий и крупный заполнитель при минимальном объеме пор. По-видимому, прочные зерна заполнителя, связанные цементным камнем, создают жесткий, прочный скелет, вовлекающий в работу большие слои бетона. Из графика на рис. II.6 видно, что зависимость между величиной максимального смещения, высотой выступа и параметром $\gamma_{\text{см}}$ носит сложный нелинейный характер. Эта зависимость просле-

Рис. II.6. Характер изменений максимальных смещений ($\Delta_{\text{макс}}$) в зависимости от высоты выступов (неровностей) и относительной площади смятия $\gamma_{\text{см}}$
 1 — $\gamma_{\text{см}} = 2 \dots 5$;
 2 — $\gamma_{\text{см}} = 0,8 \dots$
 ... 1,3; 3 — $\gamma_{\text{см}} = 0,4 \dots 0,6$;
 4 — $\gamma_{\text{см}} = 0,2 \dots$
 ... 0,3; 5 — шероховатая поверхность



живается довольно четко в логарифмических координатах. Установлено, что величина максимальных смещений при средних значениях $\gamma_{\text{см}}$ (0,4—0,6) прямо пропорциональна высоте выступов при ее изменении от 0,02 до 2 мм. Для очень малой высоты выступов (неровностей) порядка 0,02—0,2 мм влияние параметра $\gamma_{\text{см}}$, по-видимому, несущественно. При большей высоте выступов увеличение $\gamma_{\text{см}}$ приводит к снижению максимальных смещений. Так, при $h=0,5$ мм увеличение $\gamma_{\text{см}}$ на один порядок снижает величину смещений тоже на порядок. Поскольку при малых предельных перемещениях (до 0,1—0,3 мм) развитие внутренних трещин маловероятно, то профили с высотой выступов ниже 0,2 мм при любых значениях $\gamma_{\text{см}}$ нельзя относить к «сминающим» бетон. То же можно сказать и о профилях с $\gamma_{\text{см}} = 4 \dots 5$.

Важно установить влияние параметра $\gamma_{см}$ на эффективность сцепления стержней периодического профиля при выдергивании их из бетона. На графике (рис. II.7), построенном по результатам испытаний [127, 128], прослеживается достаточно четкая линейная зависимость возрастания напряжений в стержнях при смещении их

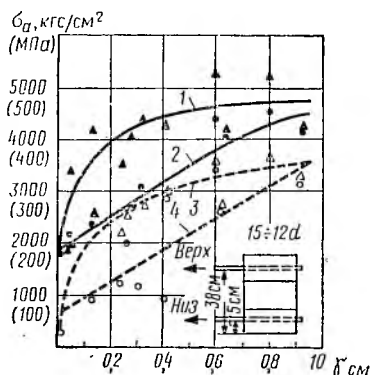


Рис. II.7. Зависимость сцепления стержней диаметром 25—30 мм от величины относительной площади смятия $\gamma_{см}$

— — — — — нижний стержень;
 - - - - - верхний стержень;
 1 — максимальные напряжения в арматуре; 2 — то же, при $g=0,25 \text{ мм}$;
 3 — максимальные напряжения;
 4 — то же, при $g=0,25 \text{ мм}$

нагруженного конца на 0,25 мм с увеличением значения $\gamma_{см}$. Она может быть выражена при $\gamma_{см} < 1$ формулой

$$\sigma_{ay} = \sigma_0 + 3000\gamma_{см},$$

где σ_0 — напряжение у круглых гладких стержней.

Характерно, что это выражение справедливо для горизонтально забетонированных стержней вне зависимости от толщины слоя бетона под ними. При низких значениях $\gamma_{см}$ (0,1—0,2) осадка бетона под стержнями, забетонированными «вверх» и «вниз», почти в два раза снижает величину напряжений в стержнях, а при $\gamma_{см} \approx 0,8$ это снижение не превышает 25—30%. Максимальные напряжения в стержнях при выдергивании быстро возрастают с увеличением $\gamma_{см}$ до 0,1—0,3, после чего рост их замедляется, а при $\gamma_{см} > 0,8$ наблюдается даже тенденция к их снижению.

Влияние толщины слоя бетона под стержнями сказывается меньше на значении максимальных усилий выдергивания. Аналогичные результаты были получены при испытании стержней диаметром 55 мм, проведенном автором совместно с Т. Ж. Жунусовым [53]. Характерно, что максимальная нагрузка при выдергивании достигает наибольшей величины при $\gamma_{см} = 0,28$, а затем ее значение

несколько снижается (рис. II.8, а). Это вызвано уменьшением площади среза бетона между выступами. Усилие в стержне при начале сдвига его незагруженного конца, являющееся существенным критерием надежности анкеровки, значительно возрастает с увеличением $\gamma_{см}$. Если при $\gamma_{см} = 0,28$ оно составляло 35% максимального, то при $\gamma_{см} = 0,8$ достигает 70—75%. Изменение высоты высту-

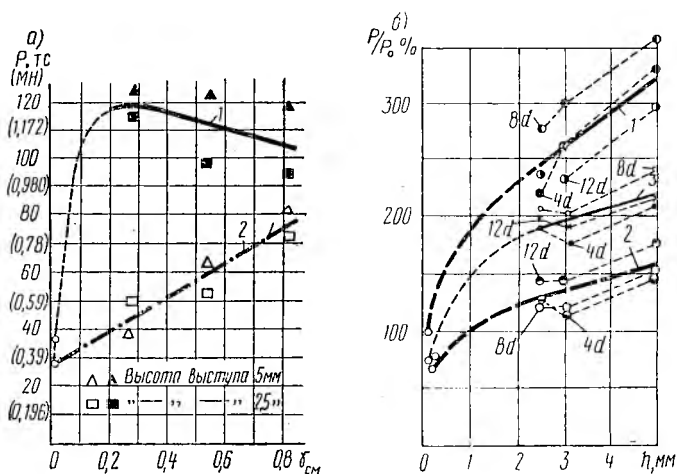


Рис. II.8. Влияние относительной площади смятия (а) и высоты выступов (при $\gamma_{см} = 0,8$) (б) на сцепление арматуры диаметром 55 мм
1 — максимальная нагрузка выдергивания; 2 — нагрузка при начале сдвига незагруженного конца; 3 — нагрузка при сдвиге 0,1 мм нагруженного конца (на графике б пунктиром приведены зависимости для различных длин заделки: 4d; 8d и 12d)

пов в 2 раза незначительно повлияло на усилие при начале сдвига всего стержня; то же наблюдается при смещении незагруженного конца на 0,1 мм (см. рис. II.8, б). Все же максимальное усилие при выдергивании снизилось до 20%, что связано в основном с уменьшением площади среза на 10—15%.

Для оценки качества периодических профилей различных типов и выявления оптимальных значений их параметров рассмотрим диаграммы на рис. II.9. Стержни на диаграмме подобраны и размещены в порядке увеличения значений $\gamma_{см}$. Они испытывались на выдергивание разными авторами [128, 129, 131] практически по одинаковой методике.

Характер увеличения напряжений в стержнях с ростом значений параметра $\gamma_{см}$ был уже рассмотрен ранее. Следует отметить, что у стержней, расположенных «внизу» при бетонировании, наблюдается незначительный раз-

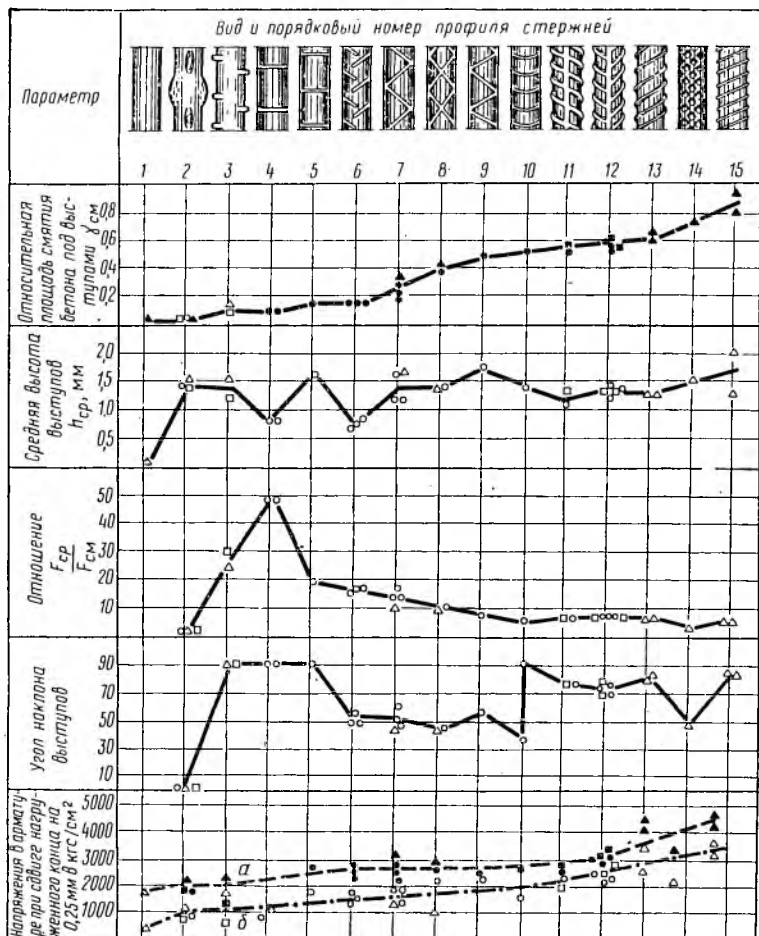


Рис. II.9. Параметры основных видов стержневой арматуры периодического профиля

Δ — по данным испытаний Менцеля [131, 132]; ○ — то же, Кларка [127, 128]; □ — то же, Коляера [129]; а — при толщине слоя бетона под стержнем при изготовлении образцов 3—5 см; б — то же, 38 см

брос результатов испытаний при изменении параметра $\gamma_{см}$ в пределах от 0,125 до 0,6. У стержней, расположенных вверху при бетонировании, при изменении $\gamma_{см}$ в тех же пределах минимальные значения напряжений увеличиваются вдвое. Для стержней, характеризующихся $\gamma_{см} = 0,6 \dots 0,85$, во всех случаях наблюдается рост напряжений сцепления. Сцепление стержней, имеющих $\gamma_{см} < 0,1$, практически такое же, как у гладких, что обусловлено малым охватом выступами, например у стержней № 2 и 3, хотя высота выступов значительна, или малой высотой выступов у стержня № 4. Сцепление меньше зависит от толщины слоя бетона у стержней с выступами значительной высоты ($h \geq 1,5$ мм), конечно, при прочих равных условиях (стержни № 5, 9 и 15).

Для повышения сцепления отношение площади среза бетона между выступами и площади смятия не должно быть, по-видимому, ниже 5. Например, у стержня № 14 это соотношение снизилось до 2—2,5 за счет часто расположенных пересекающихся выступов значительной ширины, что привело к снижению сцепления, хотя значение $\gamma_{см}$ составляло 0,7, а высота выступов была 1,5 мм.

Изменение угла наклона выступов к образующей в пределах 45—90° не сказалось на эффективности сцепления.

Влияние наклона боковой поверхности выступов на деформативность и прочность сцепления изучалось многими авторами [103, 121, 130]. Выявлено, что угол наклона этих поверхностей (в пределах 90—45°) и плавность их перехода к телу стержня не оказывают решающего влияния на сцепление арматуры. В начальной стадии смещения стержней иногда наблюдается большая деформативность при угле наклона, равном 90°.

Приведенные данные и их анализ позволили сформулировать основные положения, которыми следует руководствоваться при разработке эффективных видов горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля:

1. Геометрические параметры стержней арматуры должны обеспечивать получение профиля, сминающего бетон при смещении.

2. Основным параметром, характеризующим эффективность сцепления, является величина относительной площади смятия бетона под выступами ($\gamma_{см}$), оптимальное значение которой находится в пределах 0,6—0,8.

3. Относительную площадь среза бетона между выступами ($\gamma_{\text{ср}}$) целесообразно назначать не менее 3.

4. Отношение площади среза к площади смятия должно быть в пределах 5—10.

5. Необходимо стремиться располагать выступы по всему периметру стержня, обеспечивая наиболее полный охват (значение $K_{\text{ох}} \geq 0,8—0,9$).

6. Соотношение между высотой выступов и номинальным диаметром стержня следует назначать в пределах 0,1—0,05; абсолютное значение высоты выступа желательно назначать возможно большим.

7. Форму поперечного сечения выступа целесообразно принимать трапецевидной, что позволяет сократить ширину выступа у вершины и иметь наклонную боковую поверхность (в среднем 60°).

II.3. ПЕРИОДИЧЕСКИЕ ПРОФИЛИ АРМАТУРЫ, ИЗГОТОВЛЯЕМОЙ В НАСТОЯЩЕЕ ВРЕМЯ

Арматурная сталь периодического профиля согласно ГОСТ 5781—61 представляет собой круглые стержни с двумя продольными ребрами и часто расположенными выступами, идущими по трехзаходным винтовым линиям (рис. II.10).

Такой вид стержней и установленные геометрические размеры профиля обеспечивают:

оптимальное увеличение сцепления арматуры с бетоном, благодаря которому можно использовать стали с высоким значением предела текучести;

постоянную по всей длине стержня расчетную площадь сечения;

возможность получения арматуры на обычных прокатных станах, выпускающих круглые гладкие стержни, без снижения их производительности.

Сортамент предусматривает прокатку стержней периодического профиля диаметром от 6 до 90 мм; в США же только от 9 до 56 мм, а в ФРГ — от 6 до 26 мм.

Геометрические размеры стержней периодического профиля устанавливались с таким расчетом, чтобы их номинальный диаметр соответствовал диаметрам равновеликих по площади круглых гладких стержней. Иными словами, объем металла (масса) стержней периодического профиля данного номинального диаметра практически равен объему (массе) круглого гладкого стержня

того же диаметра. В среднем по всему сортаменту стержней периодического профиля отклонение их расчетной площади от площади соответствующих гладких круглых стержней составляет всего 0,8%.

Высота выступов и расстояние между ними назначались в соответствии с рекомендациями, содержащимися в предыдущем разделе, с учетом требований технологии проката.

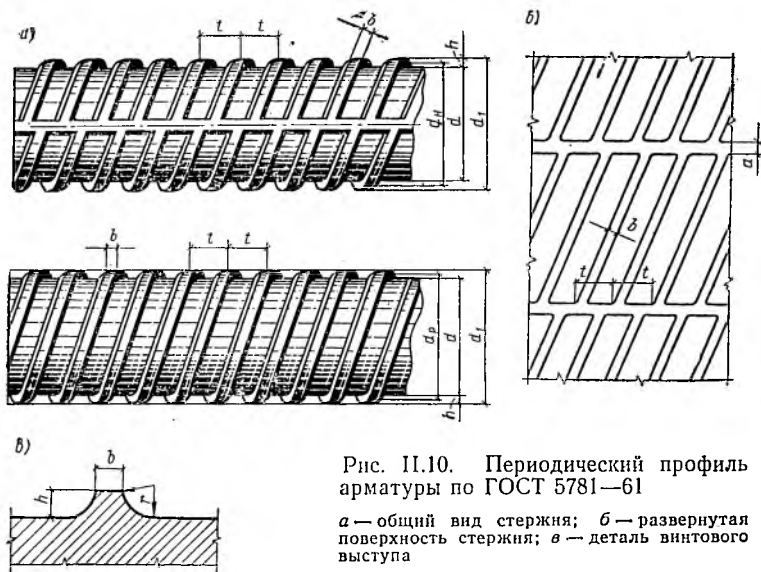


Рис. 11.10. Периодический профиль арматуры по ГОСТ 5781—61

a — общий вид стержня; *б* — развернутая поверхность стержня; *в* — деталь винтового выступа

Принятые размеры профилей обеспечили (рис. 11.11) по всему сортаменту высокие значения относительной площади смятия бетона под выступами (в среднем $\gamma_{см} \approx 0,7$). У стержней диаметром от 90 до 28 мм они близки к предельному рекомендованному значению $\gamma_{см} = 0,8$. С уменьшением диаметра стержней до 12 мм значения $\gamma_{см}$ постепенно снижаются до 0,6. Для стержней малого диаметра (6—10 мм) значения $\gamma_{см}$ еще меньше (0,55—0,36). Это объясняется тем, что у таких стержней условия анкеровки в бетоне лучшие, чем у более крупных стержней. Отношение площади среза бетона между выступами к площади смятия в среднем равно 5, хотя и изменяется в зависимости от диаметра стержней

от 9 до 4, что вполне допустимо. Значение относительной площади среза близко к рекомендуемому.

Высота выступов назначалась таким образом, чтобы соотношение ее значений с диаметром стержня не оставалось постоянным (см. график на рис. II.11). У стержней диаметром 10—14 мм оно близко к 0,1, а с увеличе-

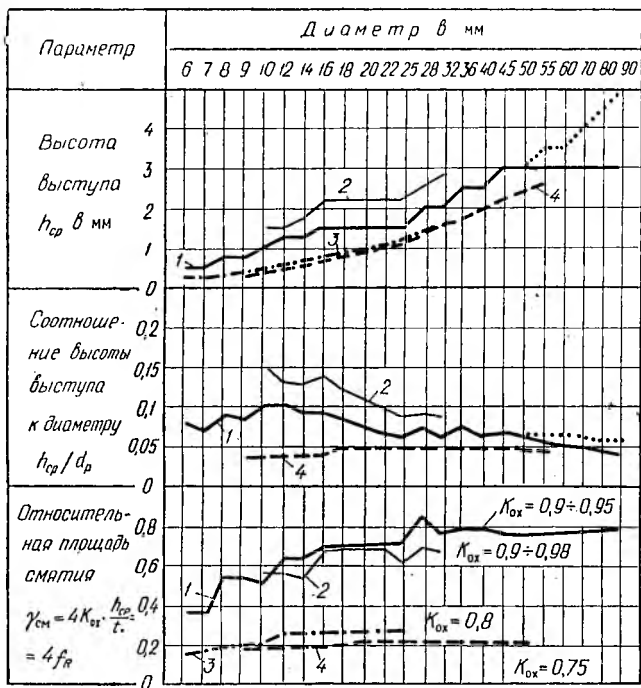


Рис. II.11. Характеристики стержневой арматуры периодического профиля

1 — по стандарту СССР (ГОСТ 5781—61); 2 — то же (ЧМТУ 1-944-70); 3 — по стандарту ФРГ; 4 — то же, США (ASTM 305)

нием диаметров постепенно уменьшается до 0,05—0,04. Для катанки (6—9 мм) оно составляет 0,07—0,08. Это вызвано как условиями проката стержней, так и желанием получить возможно большую абсолютную высоту выступов, в особенности у стержней мелкого сорта, предназначенных в основном для изготовления сборных железобетонных конструкций. Ширина выступов (b) при-

нята небольшой, что обеспечило требуемую площадь среза между ними. Выступы соединены со стержнем, выкружками радиусом $1,5 h$ (см. рис. II.10). Такая их форма позволяет улучшить совместную работу металла выступов с основным стержнем, а также создает хорошие условия контакта между бетоном и опорными поверхностями выступов, имеющих значительную кривизну в

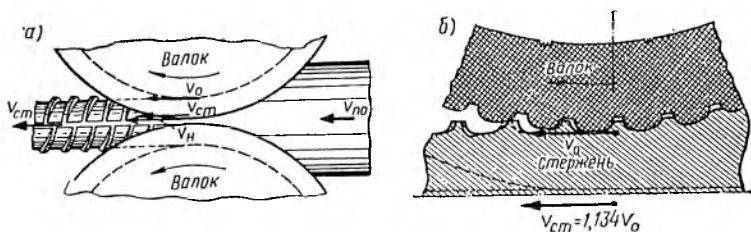


Рис. II.12. Схема прокатки стержней периодического профиля

a — формирование профиля в чистовых валках; *б* — возможная схема «сноса» выступов; $v_{п.о.}$ — скорость подачи предчистового овала; v_0 — окружная скорость в глубине калибра вала; v_n — окружная скорость наружной поверхности вала; $v_{ст}$ — скорость выхода готового стержня

верхней части и постепенно переходящими к поверхности стержня.

При разработке профилей был учтен ряд требований, связанных с технологией их прокатки. Расположение выступов по винтовым линиям обеспечило индустриальный метод калибровки валков. Нарезка канавок для выступов в ручьях может производиться на обычных зубофрезерных станках. Продольные ребра сделаны для облегчения проката. Они образуются в разъеме валков во время проката (рис. II.12), обеспечивая получение требуемой формы выступов у разделительной линии валков, а также возможность взаимного смещения выступов в верхней и нижней половинках стержня. Высота ребер принята такой же, как у выступов, а ширина — минимальной, с целью достижения наибольшего охвата выступами периметра стержня, что позволило достичь высоких значений коэффициента охвата ($K_{ох} = 0,9 \dots 0,95$).

На обычных прокатных станах не обеспечивается абсолютная синхронность работы валков и поэтому нельзя добиться постоянного совпадения выступов. Происходит их относительное смещение по обеим сторонам ребер. Однако оно не приводит к изменению площади попереч-

ного сечения всего стержня и не влияет на сцепление. Благодаря расположению выступов по трехзаходным винтовым линиям площадь сохраняется постоянной как у верхней, так и у нижней половинок стержня. Наличие продольных ребер позволяет менять направление наклона выступов с разных сторон стержня (см. рис. II.10) и тем самым легко различать арматуру разных классов по внешнему виду.

Специфика прокатки стержней периодического профиля, которая влияет на установление рациональной формы и размеров выступов, состоит в том, что периодический профиль стержней формируется в процессе прокатки на последних «чистовых» клетях из стержня, имеющего овальную форму («предчистового овала»). Окружная скорость в глубине калибра вала (v_0) меньше, чем на его наружной поверхности (v_n). Разность скоростей зависит от глубины калибра (диаметра прокатываемого стержня) и диаметра вала. Скорость выхода круглых гладких стержней близка к окружной скорости в глубине калибра, при этом происходит как бы «пробуксовка» между поверхностью стержня и калибра у разъема валков. Стержни периодического профиля не могут «пробуксовывать», поэтому скорость их выхода ($v_{ст}$) промежуточная между v_0 и v_n . Так, для стержней диаметром 60—90 мм она может составлять $v_{ст} = 1,134v_0$ [66]. В глубине калибра скорость выхода стержня превышает скорость поверхности вала, что может привести к «сносу» передних сторон выступов, расположенных вдали от продольных ребер (см. рис. II.12, б).

Форма выступов, имеющих тупой угол при вершине и выкружку радиусом, больше их высоты, обеспечивает лучшее формование металла в калибре и нормальный «выпуск» выступов. Если бы выступы имели боковую поверхность, перпендикулярную оси стержня, они всегда бы «сносились». Выступы большей высоты позднее выходят из зацепления с валками и поэтому больше подвержены сносу. Это связано, конечно, и с величиной соотношения диаметра прокатываемого стержня с диаметром вала.

Нормальное выполнение элементов профиля арматуры можно обеспечить, как правило, если высота выступов и диаметр стержней не превышают соответственно 0,007 и 0,1 диаметра прокатного вала. Это положение было уч-

тено при установлении высоты выступов для стержней разного диаметра. Например, пришлось ограничить высоту выступов до 3 мм у стержней диаметром 55 мм и более (см. рис. II.11).

Следует отметить, что особенность прокатки стержней периодического профиля позволила увеличить производительность прокатных станов по сравнению с выпуском гладких круглых стержней. Это полностью компенсирует дополнительные затраты по фрезеровке валков.

Установленные размеры стержней периодического профиля были включены в Рекомендации по стандартизации Совета Экономической Взаимопомощи РС-586-66 и приняты в соответствующих национальных стандартах стран — членов СЭВ.

В других странах также регламентируются геометрические размеры и параметры арматуры периодического профиля. Например, в США установлены значения минимальной высоты выступов и предельного расстояния между ними, а также предельный размер участка периметра, не охваченного выступами. В ФРГ в последние годы введен специальный параметр для оценки эффективности периодических профилей арматуры — «относительная площадь выступов» (f_a), численно равная 0,25 $\gamma_{см}$. При этом геометрические размеры периодических профилей разного вида подобраны с таким расчетом, что значение параметра f_a у них строго соответствует минимально допустимому его значению (0,065). Как видно на графике рис. II.11, для профилей арматуры, выпускаемых в США и ФРГ, величины параметров $\gamma_{см}$ близки между собой и не превышают соответственно 0,25 и 0,26. Для стержней диаметром 10 мм и менее в ФРГ допущено снижение значения $\gamma_{см}$ до 0,16, а в США для стержней менее 16 мм — до 0,2. Соотношение между высотой выступов и диаметром стержней обычно сохраняется постоянным по всему диаметру и равно 0,04—0,05. Таким образом, у отечественных стержней периодического профиля относительная площадь смятия бетона под выступами в 2—3 раза больше, чем у профилей арматуры, выпускаемых в США и ФРГ.

Для стержней крупного диаметра абсолютные значения высоты выступов всюду сближаются, а у стержней небольшого диаметра в СССР они в 1,5—2 раза больше. Очевидно, что эффективность сцепления арматуры периодического профиля, выпускаемой у нас в стране,

значительно выше, чем в ряде стран. Такое положение объясняется специфическими требованиями к арматуре, вызванными особенностями развития отечественного железобетона. Для сборных конструкций, являющихся основным видом железобетона, необходимо обеспечить повышенную надежность заделки концов арматуры на опорных участках, длина которых, как правило, весьма ограничена. Отличительная черта отечественных преднапряженных конструкций заключается в преимущественном использовании высокопрочной стержневой арматуры периодического профиля, передача напряжений от которой на бетон в торцах элементов осуществляется только за счет сцепления.

Эффективность сцепления отечественных стержней периодического профиля (по ГОСТ 5781—61) различного диаметра была исследована при выдергивании стержней из специальных бетонных массивов в работе [58]. По результатам испытаний, на основании теоретических предположений М. М. Холмянского, определялся параметр « v_0 », характеризующий значение $\tau_{\text{макс}}$. Оказалось, что эта величина почти одинакова для всех стержней диаметром от 6 до 25 мм (коэффициент вариации около 0,1). Величина $\tau_{\text{макс}}$ практически пропорциональна прочности бетона, которая изменялась в опытах от 100 до 350 кгс/см². Таким образом, подтвердилась тождественность сцепления стержней разного диаметра в пределах сортамента.

При статических нагружениях периодический профиль не оказывает заметного влияния на механические характеристики арматуры. Однако предел выносливости такой арматуры значительно ниже, чем у гладкой. В результате исследований установлено, что наиболее опасными очагами усталостного разрушения стержней являются места примыкания поперечных выступов к продольным ребрам, а также места сопряжений выступов с телом стержня. Специальные исследования (см. гл. III) позволили выработать дополнительные требования к параметрам профиля, гарантирующие возможно большее увеличение усталостной прочности.

Разработанный профиль нового типа состоит из двух чередующихся элементов: полукруглых пологих углублений и выступов (рис. II.13). Каждый из этих элементов выполняет определенную функцию. Пологие углубления (впадины), радиус поверхности которых равен примерно $10 h_b$, обеспечивают плавный переход к цилиндри-

ческому телу стержня. Этим достигается понижение уровня концентрации напряжений и создаются благоприятные условия для вовлечения выступов в работу стержня. Поперечные выступы (гребни) в сочетании с впадинами обеспечивают надежное сцепление с бетоном. Выступы имеют «серповидную» форму — высота их у середины стержня наибольшая, а затем снижается по мере приближения к продольным ребрам, до которых вы-

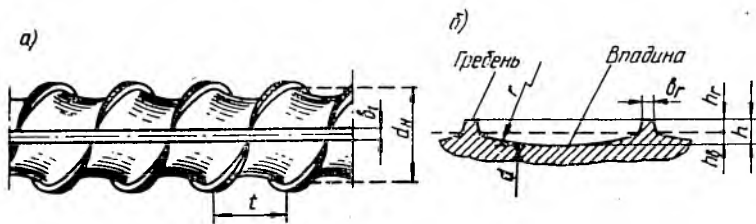


Рис. П.13. Периодический профиль арматуры по ЧМТУ 1-944-70
 а — общий вид стержня; б — деталь профиля (разрез)

ступы не доходят. Этим устраняется пересечение выступов и ребер, а тем самым и концентрация напряжений.

Расстояния между выступами приняты примерно в 1,5 раза большими, чем у стержней по ГОСТ 5781—61. Полная высота выступов h , включающая глубину впадины h_b и высоту «гребня» h_r , также увеличена с тем расчетом, чтобы обеспечить требуемую величину относительной площади смятия ($\tau_{см}$).

Стержни с новым профилем¹ выпускаются по специальным техническим условиям и показали при испытаниях более высокую прочность сцепления, чем стержни с обычным профилем, что объясняется некоторым увеличением поверхности среза бетона [97].

¹ На арматуру с таким профилем коллективу сотрудников НИИЖБ и Макеевского металлургического завода выдано авторское свидетельство № 222 644 («Бюллетень изобретений», 1968, № 23).

При разработке и исследованиях арматуры необходимо устанавливать свойства сталей, которые надлежит учитывать при проектировании, возведении и эксплуатации железобетонных конструкций. Основными механическими характеристиками арматуры являются: прочностные (предел текучести и временное сопротивление), пластические (относительные удлинения при разрыве и угол загиба в холодном состоянии), упруго-пластические (форма диаграммы деформаций при напряжениях выше условного предела текучести).

К особым свойствам арматурных сталей относятся: их свариваемость, склонность к хладноломкости, коррозионная стойкость и реологические свойства. Кроме того, необходимо учитывать изменение различных свойств арматуры в зависимости от условий изготовления и эксплуатации конструкций; воздействия повышенных положительных и пониженных отрицательных температур; многократного повторения нагрузки, скорости ее приложения и др.

III.1. ОСНОВНЫЕ МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ И МЕТОДЫ ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ

При работе железобетонных конструкций силовые воздействия вызывают одноосное напряженное состояние арматуры, а именно, центральное растяжение или сжатие. Диаграммы растяжения или сжатия выявляют особенности работы сталей наиболее четко (рис. III.1). Получаемые в результате испытаний на растяжение количественные характеристики могут иметь практическое значение лишь при условии соблюдения при испытании правил методического порядка. На основании обобщения исследований арматуры и с учетом положений соответствующих отечественных и зарубежных стандар-

тов были разработаны Государственный стандарт «Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение» (ГОСТ 12004—66) и Рекомендации по стандартизации СЭВ: РС 585—66. Они устанавливают единые методы испытаний на растяжение натуральных образцов стержневой арматуры диаметром от 6 до 90 мм (периодического профиля и гладкой) и обточенных образцов (при диаметре стержней более 25 мм), независимо от прочностных свойств стали, в них регламентированы также методы

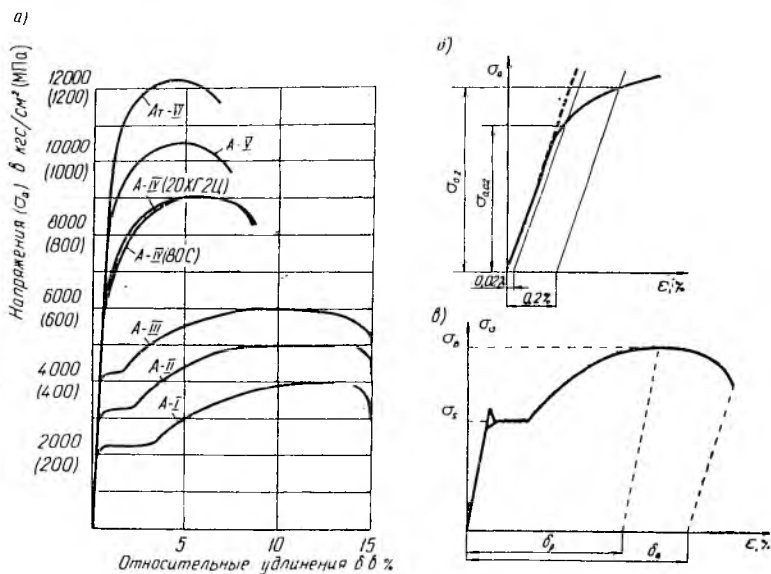


Рис. III.1. Диаграммы растяжения арматурных сталей

а — основные классы стержневой арматуры; б — участок диаграммы до условного предела текучести; в — диаграмма растяжения при наличии площади текучести

определения требуемых механических свойств арматурных сталей.

При испытании арматуры на растяжение рекомендуется определять следующие характеристики сопротивления металла деформации.

Предел упругости (условный) — напряжение, при котором остаточные деформации образца впервые достигают величины, отвечающей определенному допуску. Значение этого допуска устанавливается обычно в

пределах от 0,005 до 0,05% в зависимости от назначения стали, ее свойств, а также от точности приборов, которыми могут измеряться деформации. Для стержневой арматуры стабильные значения предела упругости ($\sigma_{0,02}$) получаются при относительной деформации 0,02% участка образца, равного базе тензометра. Этот предел характеризует первые пластические сдвиги, которые носят местный характер и появляются лишь в некоторых неблагоприятно ориентированных кристаллах стали.

Предел текучести (физический) σ_s — наименьшее напряжение, при котором образец впервые получает значительные деформации без заметного увеличения нагрузки. На диаграмме появляется четко выраженная «площадка» текучести (рис. III.1, в). Участок между пределом упругости и пределом текучести металла может быть различным. Часто предел упругости практически совпадает с пределом текучести, а диаграмма работы приближается к идеальной диаграмме Прандтля, состоящей из двух прямых. Это обычно наблюдается при запаздывании пластических деформаций и образовании «зуба» текучести (см. рис. III.1, в).

Отношение предела упругости к пределу текучести, как правило, близко к 0,9. Пластические деформации, получающиеся в процессе текучести, по своей природе резко отличаются от деформаций на всем остальном участке диаграммы растяжения.

Предел текучести (условный) $\sigma_{0,2}$ — напряжение, при котором остаточные деформации достигают 0,2% длины участка образца, принимаемой в расчет при определении данной характеристики. Условный предел текучести является основным показателем диаграммы растяжения стали, не имеющей ярко выраженной площадки текучести. С технической точки зрения $\sigma_{0,2}$ может считаться условной границей между упруго-пластической и упругой стадиями работы арматуры. Величина остаточных удлинений (допуск) при определении условного предела текучести арматурных сталей, равная 0,2%, принята в основном и для оценки сталей другого назначения как в нашей стране, так и за рубежом, что было связано не только со сложившимися традициями, но и с простотой и надежностью определения этой величины на практике, а также получением точки, наиболее четко характеризующей форму диаграммы растяжения.

Значения $\sigma_{0,02}$ и $\sigma_{0,2}$ рекомендуется определять графическим или аналитическим способами.

При графическом способе строят диаграмму растяжения (рис. III.1, б). Проводят прямые, параллельные участку пропорциональной зависимости и отстоящие от него на расстоянии заданного остаточного удлинения (0,02 или 0,2%). Точки пересечения этих прямых с диаграммой растяжения и определяют соответствующие значения предела упругости и условного предела текучести. Диаграммы растяжения необходимо строить в соответствующем масштабе.

При аналитическом способе определения условного предела текучести сначала вычисляют заданную величину остаточной деформации $\Delta L_l = 0,2$ базы тензометра. Затем определяют среднюю величину упругих деформаций ΔL_y на каждом этапе нагрузки, пользуясь данными о средних деформациях на начальных этапах нагрузки (0,1—0,4 предполагаемого значения $\sigma_{0,2}$). Нагрузка, при которой будет обеспечиваться равенство замеренных абсолютных удлинений образца ΔL с суммой вычисленных значений ($\Delta L_y + \Delta L_l$), соответствует условному пределу текучести. Аналогично определяется и предел упругости. Рекомендованные способы позволяют достаточно точно и быстро определять указанные величины. Можно для этих подсчетов использовать ЭВМ. Более целесообразно полностью автоматизировать процесс испытания, при котором счетно-решающее устройство, связанное с силовым измерителем и специальным тензометром, сразу будет выдавать в печатной форме значения искомых величин [112].

Изложенные способы предусматривают испытания образцов без их разгрузки. Однако определение значения $\sigma_{0,2}$ путем замера остаточных деформаций при разгрузке вполне допустимо.

Модуль упругости (условный) E_a в кгс/см² (или в МПа) — характеристика упругих свойств арматурных сталей. Величина модуля упругости может определяться различными путями в зависимости от видов испытываемых сталей и типов образцов. Для стержневой арматуры начальный модуль упругости определяется как отношение приращения напряжений от 0,15 до 0,4 σ_B (или от 0,1 до 0,35 σ_B) к удлинению образца (относительному) в том же интервале напряжений. Указанный диапазон напряжений выбрали, исходя из того, что

тензометры рекомендуется устанавливать лишь после приложения нагрузки, соответствующей $0,1$ или $0,15 \sigma_B$, а верхний предел напряжения в стержневой арматуре с учетом того, что условный предел упругости не будет достигнут.

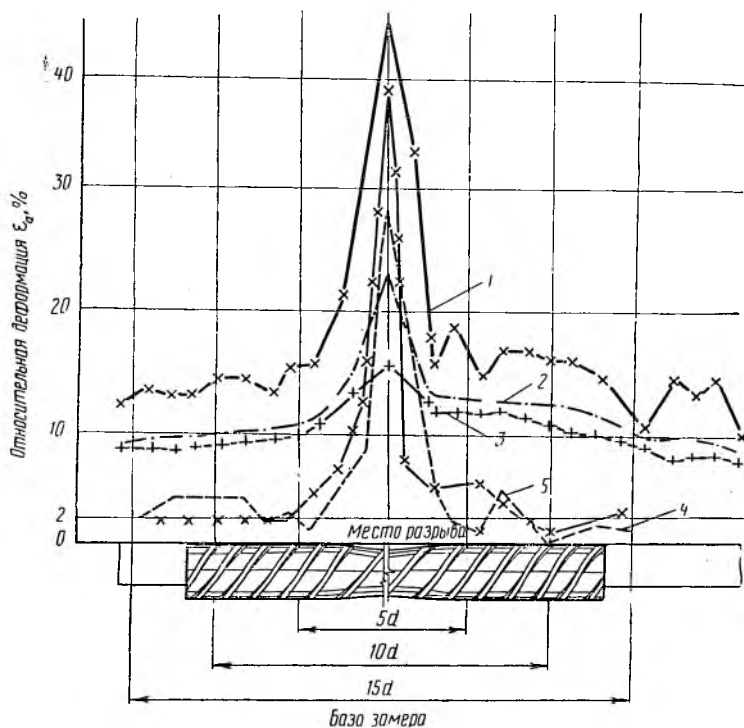


Рис. III.2. Распределение относительных остаточных деформаций по длине образцов стержневой арматурной стали марок

1 — 35ГС; 2 — 20ХГ2Ц; 3 — 80С; 4 — Ст5, термически упрочненная; 5 — то же, с самоотпуском

Временное сопротивление σ_B — напряжение, отвечающее наибольшей нагрузке, предшествующей разрушению образца. Оно определяется по отношению к площади первоначального сечения образца, поэтому является условным. После достижения временного сопротивления нагрузка начинает падать вследствие образования шейки на образце и продолжает снижаться вплоть до разрыва, который может произойти путем среза

(пластический характер) или путем отрыва металла (хрупкий характер). Развитие шейки сопровождается упрочнением стали. При этом напряжения, приходящиеся на единицу площади сечения шейки («истинные»), в действительности возрастают до самого разрыва. Истинное сопротивление разрыву может значительно превосходить временное сопротивление (даже в два и более раза).

Несмотря на определенную условность, временное сопротивление является важной характеристикой для оценки работы конструкций. Область между пределом текучести и временным сопротивлением можно считать резервом надежности, обеспечивающим в определенных случаях безопасную работу конструкций. Более того, у ряда железобетонных конструкций арматура может работать в этой области, достигая величины временного сопротивления.

Ниже рассмотрены способы определения пластических характеристик арматурных сталей при растяжении, показывающих степень возможной деформации металла под нагрузкой.

Относительное удлинение после разрыва δ — изменение расчетной длины образца, в пределах которой произошел разрыв, выраженное в процентах от первоначальной длины. После разрыва образцов в них сохраняются остаточные удлинения, которые состоят из равномерных удлинений, проявившихся по всей длине стержня в процессе его нагружения до временного сопротивления, и сосредоточенных, развившихся на участке шейки в процессе ее образования вплоть до разрыва (рис. III.1, в и III.2).

Исследования, проведенные в НИИЖБ [88], показали, что сосредоточенные удлинения для различных видов стержневой арматуры концентрируются на небольшом участке, длина которого обычно составляет $(2-4)d$. Таким образом, величина относительных удлинений после разрыва зависит от базы измерения, что приводит к получению несравнимых результатов, если при испытаниях пользуются различными базами измерения. Поэтому ГОСТ 12004—66 предусматривает определять искомую величину при испытании арматурных сталей диаметром 10 мм и более только на начальной расчетной длине, равной $5d$ (δ_5), а при испытании стержней диаметром менее 10 мм на длине, равной

100 мм (δ_{100}). Подобие при этом соответственно нарушается. Но надо учесть, что измерение удлинений на участке $5d$ трудно осуществить обычными средствами у проволоки и стержней малого диаметра. На основании проведенных исследований установлена зависимость между δ_5 и δ_{100} [94].

Относительное равномерное удлинение δ_p — изменение расчетной длины образца на участке, не включающем место разрыва, выраженное в процентах от соответствующей первоначальной длины, принимаемой равной 50 или 100 мм. Расстояние от места разрыва до ближайшей точки начальной расчетной длины должно быть не менее $3d$ для стержней диаметром 10 мм и более, а для стержней меньшего диаметра в пределах 30—50 мм. Таким образом, была установлена ранее не вводившаяся в стандарты важнейшая характеристика пластических свойств арматурных сталей, которая может оказывать решающее влияние на характер разрушений железобетонных конструкций, поскольку образование шейки на арматурных элементах совпадает с началом падения растягивающих усилий.

Аналогичной характеристикой является относительное удлинение при разрыве, которое определяется по величине удлинений, замеренных приборами в момент достижения временного сопротивления. Численно его значения превышают равномерные удлинения на величину упругих деформаций.

Относительное сужение после разрыва Z — отношение разности между первоначальной площадью стержня и наименьшей его площадью в месте разрыва к исходной площади стержня, выраженное в процентах. Эта величина характеризует в основном вязкость металла. Однако из стержней периодического профиля довольно трудно определять точное значение Z .

Наряду с механическими испытаниями на растяжение для определения качества стали большое значение имеют так называемые технологические испытания (пробы). Для стержневой арматурной стали обязательным является испытание на изгиб в холодном состоянии. Оно проводится с целью определения способности арматуры принимать заданный по размерам и форме изгиб и оценки пластичности стали. Испытания проводятся путем изгиба образца, расположенного на опорных роликах, при плавном приложении нагрузки к оправке задан-

ной толщины, имеющей полукруглую форму на конце. Загиб производится до определенного угла. Удлинения наружных волокон стержня достигают при этом значительной величины, превышающей иногда во много раз величину равномерных удлинений при растяжении.

Прямой связи между результатами таких испытаний нет. В качестве сравнительной характеристики рекомендуется использовать величину сужения образца при растяжении, так как в обоих случаях — при сужении в шейке и изгибе — происходит неоднородная местная деформация [113].

Рассмотрим некоторые особенности механических характеристик стержневой арматуры.

Начальный модуль упругости, определяемый при испытаниях на растяжение согласно принятой методике, для всех классов и видов стержневой арматуры не является постоянной величиной, а изменяется в определенных пределах. Для арматуры из углеродистых сталей классов А-I и А-II эти изменения обычно незначительны ($E_a = 2,2 \dots 2 \cdot 10^6$ кгс/см²)*. У горячекатаной арматуры классов А-III и А-IV из низколегированных сталей среднее значение модуля упругости ниже примерно на 5%. Для стали марки 80С класса А-IV E_a изменяется в узких пределах от 1,95 до $2,16 \cdot 10^6$ кгс/см², для стали марки 20ХГ2Ц того же класса изменение E_a значительно больше. При дальнейшем повышении прочности арматуры средняя величина E_a продолжает снижаться. С вероятностью $P=0,9$ ($M_{cp} = \pm 1,64S$) значение E_a изменяется от 1,6 до $2,2 \cdot 10^6$ кгс/см². У термически упрочненной арматуры при среднем значении $E_a = 1,9 \cdot 10^6$ кгс/см² коэффициент вариации составляет 5—6%. Нормативные значения модуля упругости стержневой арматуры, соответствующие средним величинам E_a , приведены в табл. III.1.

Т а б л и ц а III.1. Модуль упругости стержневой арматуры

Класс арматуры	Модуль упругости арматуры, кгс/см ² (МПа)
А-I и А-II	2 100 000 (210 000)
А-III и А-IV	2 000 000 (200 000)
Ат-IV, А-V, Ат-V и Ат-VI	1 900 000 (190 000)

* $E_a = 2,2 \dots 2 \cdot 10^5$ МПа.

Ненапрягаемая горячекатаная арматура имеет ярко выраженную площадку текучести, протяженность которой у стали класса А-I достигает 2,5% (ϵ). С увеличением прочности стали длина ее сокращается и у арматуры класса А-III обычно не превышает 1%. У этой арматуры соотношение между пределом текучести и временным сопротивлением весьма стабильно. При среднем его значении, равном 0,66, коэффициент вариации не превышает 2%. Для напрягаемой горячекатаной арматуры класса А-IV средняя величина отношения условного предела текучести к временному сопротивлению практически остается такой же. Среднее отношение $\sigma_{0,2}$ к σ_b у арматуры класса А-V возрастает до 0,76, а у термически-упрочненной арматуры до 0,8.

Деформации железобетонных элементов вплоть до разрушения могут происходить при напряжениях в арматуре, соответствующих упругопластической стадии работы стали. Имеются различные предложения для описания зависимости между напряжениями и деформациями арматуры, работающей в этой стадии [43, 90]. За рубежом часто рекомендуют использовать в расчетах диаграммы растяжения сталей, получаемые по данным фирм в графической форме или в табличной. Пользуются и аппроксимацией фактической диаграммы растяжения прямыми линиями, устанавливая для них соответствующие аналитические выражения, которые бывают иногда весьма громоздкими. Основное внимание уделяется определению аналитических зависимостей между σ_a и ϵ_a , наиболее полно отражающих экспериментальные кривые. В большинстве случаев они записываются в форме $\epsilon_a = \epsilon_{a,y} + \epsilon_{a,p}$, где $\epsilon_{a,y} = \frac{\sigma_a}{E_a}$ — характеризует упругие деформации, а $\epsilon_{a,p}$ — пластические. Для определения последних Ф. Боргис (Португалия) предложил следующую зависимость:

$$\epsilon_{a,p} = 0,003 \frac{\sigma_a - 0,716\sigma_{0,2}}{0,284\sigma_{0,2}}, \quad (\text{III.1})$$

которая была рекомендована Европейским комитетом по бетону (ЕКБ). Предлагается также и уравнение, которое в общей форме имеет вид:

$$\varepsilon_{a.п} = a \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}} + 0,7 \right)^n. \quad (III.2)$$

Оно рекомендуется доктором С. Соретц (Австрия) для сталей с соотношением $\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_B}$ в пределах от 0,85 до 0,95.

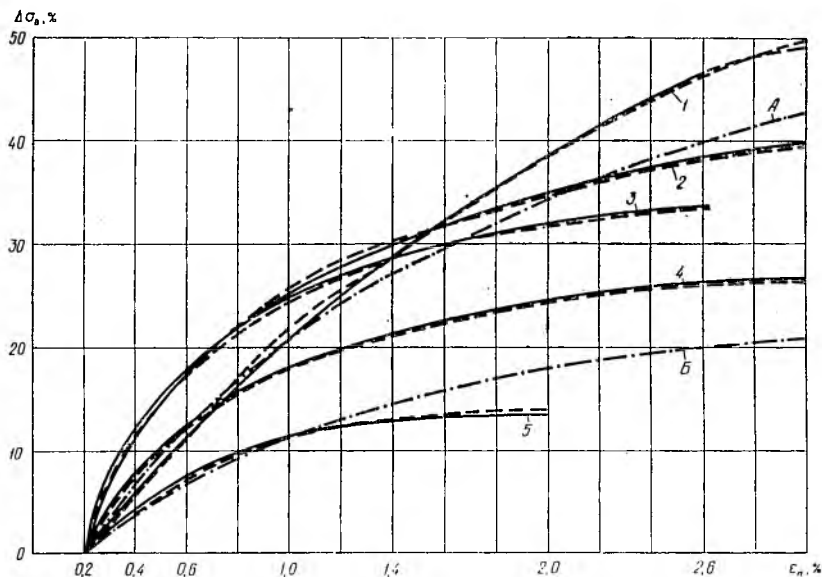


Рис. III.3. Графики зависимости $\Delta\sigma_a$ от $\varepsilon_{п}$ для высокопрочных стержневых арматурных сталей

— опытные значения; - - - - - расчетные значения по уравнению (III.3); — — — — — расчетные значения по уравнению (III.2); А — по С. Мадатяну; Б — по С. Соретцу; 1 — сталь А-IV (80С); 2 — сталь А-IV (20ХГ2Ц); 3 — сталь Ат-VI; 4 — сталь А-V; 5 — сталь Ат-V

При этом значение a принимается равным 0,822, а $n=5$. С. А. Мадатян предложил использовать эту зависимость для стержневой арматуры, у которой $\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_B}$ находится в пределах 0,65—0,8, приняв $a=0,074$ и $n=3$ [72] (рис. III.3). Предлагаются и более сложные зависимости. Достоинство тех или иных зависимостей может быть

оценено только при сопоставлении их с результатами статического анализа опытных данных. В настоящее время данных об изменчивости диаграмм растяжения арматурных сталей еще не накоплено в достаточном объеме. При систематических массовых испытаниях арматуры определяются лишь основные механические характеристики. Поэтому для накопления данных следует при лабораторных испытаниях с помощью приборов определять диаграмму растяжения вплоть до разрыва.

Такие исследования проводятся в НИИЖБ. Были испытаны специальные серии образцов [43]. Результаты этих испытаний показали, что форма диаграммы растяжения зависит не только от класса, но и от марки стали. На рис. III.3 приведены средние значения напряжений при заданных величинах пластических деформаций. Изменчивость напряжений для данного класса и марки стали оказалась не столь значительной. Для большинства случаев коэффициент вариации не превышает 5%, но для некоторых марок стали достигает 10%. Характер среднестатистических диаграмм хорошо описывается достаточно простой зависимостью:

$$\varepsilon_{a.n} = \frac{3,5 + a_1 \Delta\sigma_a}{17,5 - b_1 \Delta\sigma_a}, \quad (\text{III.3})$$

где $\Delta\sigma = \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}} - 1 \right) 100\%$ — степень превышения σ_a условного предела текучести в %. Значения коэффициентов a и b ус-
танавливались в зависимости от величины отношения $\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_B}$
с учетом особенностей данной марки стали. При этом достигалась хорошая сходимость экспериментальных кривых с расчетными.

Для различных классов арматурной стали в качестве общей характеристики, оценивающей снижение модуля деформации арматуры (E'_a) при работе ее в упруго-пластической стадии, может быть принят следующий коэффициент:

$$\nu_a = \frac{E'_a}{E_a} = \frac{\varepsilon_{a.y}}{\varepsilon_{a.y} + \varepsilon_{a.n}}, \quad (\text{III.4})$$

которым удобно пользоваться при расчетах конструкций. Его значение можно определять по величине пластических деформаций стали. Тогда для большинства

классов напрягаемой стержневой арматуры будет справедлива зависимость

$$\nu_a = 1 - \frac{\epsilon_{a,n}}{0,42 - 1,06\epsilon_{a,n}} \quad (III.5)$$

Числовые коэффициенты в формуле (III.5) могут корректироваться для более полного учета особенностей диаграмм растяжения сталей отдельных классов и марок.

Во многих случаях удобнее значение коэффициента ν_a устанавливать в зависимости от величины напряжений в арматуре, точнее, от величины критерия относительных напряжений $\kappa = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\sigma_b - \sigma_{0,2}}$. В общей форме по-

лучаемое уравнение имеет довольно сложный вид [43, 90], однако для частных случаев оно довольно простое. Например, для арматуры класса А-IV марки 80С $\nu_a = 0,15 + 0,5\kappa^3$.

Для установления необходимой величины равномерных остаточных удлинений применительно ко всем типам арматуры железобетонных конструкций мы располагаем определенными данными, полученными в результате исследований и производственного опыта.

Ненапрягаемая горячекатаная арматура обладает высокими равномерными удлинениями. Например, у стали класса А-III марки 35ГС средние их значения достигают 14—16%. Этого заведомо достаточно, чтобы гарантировать надежную ее работу в железобетонных конструкциях, обеспечить перераспределение напряжений в них и восприятие интенсивных динамических нагрузок, предотвратить разрыв арматуры при разрушении изгибаемых элементов статической нагрузкой и т. п. Для этой стали контроль δ_p не обязателен, так как связанная с ней величина δ_5 имеет высокую степень гарантии ($P = 0,995$ при браковочном минимуме).

У напрягаемой стержневой арматуры средние значения δ_p ниже. Для арматуры класса А-IV они обычно находятся в пределах 6—8%, класса А-V около 5%, а у термически упроченной арматуры из стали 20ГС снижаются до 4%. Наибольшие относительные равномерные удлинения достигают у этих классов арматуры иногда 10—12%, но не снижаются ниже 2%, а у класса А-IV 3—4%.

По технологическим соображениям такие значения δ_p можно считать удовлетворительными, так как при этом обеспечивается выравнивание напряжений в случае неравномерного натяжения стержней или местных перенапряжений, связанных с перекосом концевых анкеров, возможна оттяжка напрягаемых стержней и т. п. Считается возможным использовать такую арматуру в конструкциях, подвергающихся сейсмическим воздействиям.

Как известно, в стадии, близкой к разрушению при определенных значениях относительной высоты сжатой зоны ($\xi_{0,2}$), напряжение в арматуре может достичь временного сопротивления. При этом в отдельных случаях наблюдается разрыв напрягаемых стержней, что в значительной степени зависит от величины δ_p . Поэтому желательно знать с заданной вероятностью, при каких значениях $\xi_{0,2}$ и δ_p арматура может разорваться. Этому вопросу в том или ином виде посвящен ряд теоретических и экспериментальных работ, которые рассматриваются далее [38, 72, 79, 90].

Было установлено, что величина предельных деформаций арматуры при разрушении зависит не только от $\xi_{0,2}$. Она зависит еще от предельной деформативности бетона сжатой зоны, величины предварительного напряжения стержней, неравномерности развития пластических деформаций арматуры между трещинами. Нужно учитывать и изменчивость δ_p по длине стержня и в целом у данного класса арматуры.

Из изложенного следует, что определение среднего значения ϵ_a и возможного отклонения от него связано с большим количеством трудно учитываемых факторов. Такую задачу можно решать только на основании экспериментальных исследований, применив методы теории вероятностей и математической статистики. В настоящее время приходится полагаться на анализ прямых опытных данных и результаты теоретических решений, в основу которых положены те или иные гипотезы. Установлено, что при $\xi_{0,2} \geq 0,2$ удлинения в арматуре к моменту разрушения конструкций не превысят 1%. Если $0,05 \leq \xi_{0,2} \leq 0,1$, то средние удлинения арматуры в основном будут изменяться в пределах от 1 до 4%. При меньших значениях $\xi_{0,2}$ они могут быть сколь угодно большими, но такие конструкции практически не применяются. Необходимо учитывать, что в очень гибких изгибаемых элементах трудно довести арматуру до разрыва как при испытании

ях, так и в эксплуатационных условиях из-за чрезмерной величины прогибов. Поэтому применение напрягаемой стержневой арматуры, у которой среднее значение $\delta_p \geq \geq 4\%$, а равномерные удлинения с доверительной вероятностью 0,97 равны или больше 2%, следует считать оправданным.

III.2. РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Основными реологическими свойствами стержневой арматуры, которые необходимо учитывать при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций, являются релаксация напряжений и ползучесть. Их величина зависит от многих факторов: степени напряжения арматуры, ее механических характеристик, химического состава и структуры, температуры, технологии изготовления конструкций и условий их дальнейшей эксплуатации.

Релаксация напряжений (усилий) в арматуре выражается в снижении во времени усилия или напряжений при неизменной величине деформаций арматуры. Ползучесть арматуры характеризуется медленным нарастанием во времени пластических деформаций при постоянном силовом воздействии. Между основными реологическими характеристиками стали — ползучестью и релаксацией — существует тесная связь, так как физико-механические основы обоих явлений одинаковы. Они являются следствием несовершенства структуры металлов, наличия в них дислокаций, движение которых вызывает пластическую деформацию, носящую локальный характер. При релаксации напряжений сумма упругих и пластических деформаций образца остается постоянной при уменьшении во времени упругой части и соответствующего увеличения пластической части.

Потери напряжений от релаксации в арматуре являются одним из основных слагаемых потерь предварительного напряжения, учитываемых в расчете. Их величина в прямом виде влияет на момент трещинообразования, ширину раскрытия трещин, деформации элементов и тем самым может определять количество напрягаемой рабочей арматуры [18, 47, 79]. Исследования реологических свойств напрягаемой стержневой арматуры начались сравнительно недавно. Считалось, что горя-

чекатаная арматура из углеродистой и низколегированной стали относительно невысокой прочности обладает хорошей релаксационной стойкостью. Однако уже первые исследования, начатые автором совместно с К. Дамиан в 1959—1960 гг., показали, что у стержневой арматуры всех классов и марок при обычной температуре могут развиваться деформации ползучести и наблюдается релаксация напряжений. Это нашло подтверждение и при дальнейших исследованиях [104].

У горячекатаных арматурных сталей классов А-II и А-III, а также у упрочненной вытяжкой арматуры классов А-IIв и А-IIIв абсолютная величина потерь напряжения от релаксации незначительна, особенно при нормальной температуре эксплуатации конструкций. Для указанных классов арматуры необходимо знать ползучесть при высоких температурах, в случае их использования в конструкциях, на которые воздействуют такие температуры [74].

Основное внимание за последние годы уделялось исследованию реологических свойств напрягаемой арматуры классов А-IV, А-V, Ат-V и Ат-VI.

Методика испытаний. В настоящее время применяют в основном две методики исследования релаксации напряжений в арматуре:

первая — непосредственный замер начальных напряжений жестким динамометром повышенной точности, а также изменений этих напряжений во времени при практически постоянной длине образца;

вторая — периодическое приведение длины образца к первоначальной путем соответствующего снижения нагрузки (так называемое испытание на релаксацию через ступенчатую ползучесть).

Кроме того, для арматуры опробован метод, позволяющий строго сохранять длину образца на все время эксперимента. Снижение напряжений при этом оценивается по изменению частоты поперечных колебаний натянутого стержня. Применительно к стержневой арматуре данный метод требует еще доработки [65, 78, 93, 104]. Унификация методик испытаний проводится соответствующими комиссиями ФИП—РИЛЕМ, а также СЭВ. Считается, что во время испытаний на релаксацию длина образца не должна изменяться более 0,001%. Это условие обеспечивают динамометрические стенды НИИЖБ длиной 6 м. На рычажных установках сбрасывание на-

грузки производилось при удлинении стержня на величину чувствительности приборов ($\epsilon = 1 \cdot 10^{-6}$). Подъем нагрузки до заданной величины рекомендуется производить не более 5 мин. В наших испытаниях [69, 93] образцы нагружались плавно за 1,5 мин. Начало отсчета времени при испытаниях принято устанавливать через 1 мин после достижения заданного начального напряжения, так как деформации ползучести и релаксация напряжений наиболее интенсивно развиваются в момент приложения полной нагрузки. Более поздний начальный отсчет может резко сказаться на численных значениях результатов испытаний. Поэтому рекомендуется измерять деформацию и в момент приложения полной нагрузки. Порядок проведения исследований при повышенных температурах определяется во многом возможностями оборудования и задачами, которые должны быть решены при испытаниях.

Исследование реологических свойств арматуры при нормальных температурах ($20 \pm 2^\circ \text{C}$). В первую очередь были получены данные о ползучести и релаксации стержневой арматуры класса А-IV при длительности испытаний от 100 до 1000 ч. Стали этого класса по маркам подразделяются на две группы: первая группа — стали марок 80С и 65ГС, имеющие высокий предел упругости ($\frac{\sigma_{0,02}}{\sigma_{0,2}} = 0,85$); с повышенным содержанием углерода (0,62—0,83%) и незначительным содержанием легирующих добавок; вторая группа — хромокремнемарганцовистые стали марок 20ХГ2Ц и 20ХГСТ, имеющие сравнительно низкий предел упругости ($\frac{\sigma_{0,02}}{\sigma_{0,2}} = 0,62$), со средним содержанием углерода (0,2%), дополнительно легированные цирконием или титаном.

Характерные графики ползучести и релаксации напряжений для этих сталей приведены на рис. III.4. В обоих случаях на кривых можно выделить два участка: первый, незначительный по времени, на котором наблюдается резкое падение напряжений или увеличение деформаций; второй, теоретически не ограниченный во времени, на котором напряжения или деформации асимптотически стремятся к постоянной величине, или наблюдается постоянная скорость развития деформаций ползучести. Процесс затухания потерь напряжений или

деформаций развивается быстрее при релаксации напряжений. Деформации ползучести для обеих групп стали класса А-IV и принятых уровней натяжения различ-

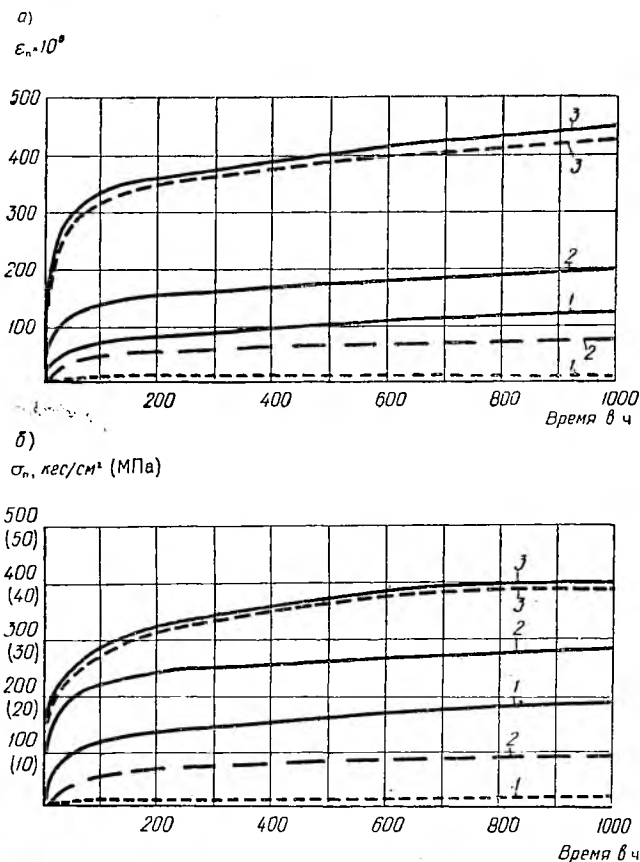


Рис. III.4. Графики ползучести (а) и релаксации напряжений (б) арматурных сталей класса А-IV

— — марки 20ХГ2Ц и 20ХГСТ; - - - - марки 80С и 65ГС;
 1 — величина предварительного напряжения $\sigma_0 = 4000 \text{ кгс/см}^2$ (400 МПа); 2 — то же, 5000 кгс/см²; 3 — то же, 6000 кгс/см²

ны, а их величины не пропорциональны напряжениям в арматуре. Для второй группы сталей деформации ползучести начинают развиваться при низких напряжениях (3000 кгс/см²) и становятся значительными при $\sigma_a =$

$\approx 4000 \dots 5000$ кгс/см². У первой группы сталей при таких напряжениях деформации ползучести весьма незначительны; при $\sigma_a = 6000$ кгс/см² и выше они резко возрастают и сравниваются с деформациями второй группы.

Основой большинства хорошо разработанных теорий ползучести является предпосылка о линейном характере ползучести, когда деформации пропорциональны напряжениям. У напрягаемой стержневой арматуры не наблюдается линейной ползучести. В большинстве случаев кривые $\epsilon/\sigma - \tau$ существенно отличаются как по форме, так и по уровню для различных марок стали и значений σ_0 . Поэтому для этого вида арматуры труднее установить связь между ползучестью и релаксацией, хотя таких решений довольно много [93]. Для оценки потерь напряжений в настоящее время целесообразно базироваться на прямых данных испытаний на релаксацию.

Можно отметить интересные попытки выразить реологические характеристики арматурных сталей на основе анализа диаграммы растяжения [82, 93, 104 и др.]. Полученные данные показали наличие зависимости между пластическими деформациями при растяжении и релаксацией напряжений в арматуре. Стало очевидным, что с повышением упругих характеристик стали улучшается и ее релаксационная стойкость.

Релаксация напряжений протекает особенно интенсивно в течение первых часов (см. рис. III.4). За это время успевает проявиться около 60% потерь напряжений, замеренных за 100 ч. В интересующих нас пределах начальных напряжений ($0,5 - 1 R_a$) релаксация имеет ярко выраженную тенденцию к затуханию. Через 1000 ч значение потерь напряжений возрастает в среднем всего на 20—25%. Оказалось, что чем выше начальная величина предварительного напряжения, тем меньше прирост потерь напряжений за этот период. Полного затухания потерь напряжений за 1000 ч не происходит. Точных данных о возможных потерях в стержневой арматуре за 5—10 лет еще нет, но можно ожидать, что они будут на 30—40% больше потерь за 1000 ч.

На абсолютные значения потерь напряжений от релаксации оказывает наибольшее влияние величина начальных напряжений. Для сталей класса А-IV первой группы при увеличении начальных напряжений от 3000 до 5000 кгс/см² потери растут незначительно и абсолютная величина их мала (рис. III.5). При напряжениях

6000—7000 кгс/см², соответствующих условному пределу текучести, они резко возрастают и стабилизируются. Наоборот, у сталей второй группы при изменении σ_0 в тех же пределах потери напряжений монотонно возрастают с самого начала и сравниваются с первой группой при $\sigma_0 \approx \sigma_{0,2}$. Исследования С. А. Мадатяна и О. И. Падина показали, что для арматуры класса А-V и термически

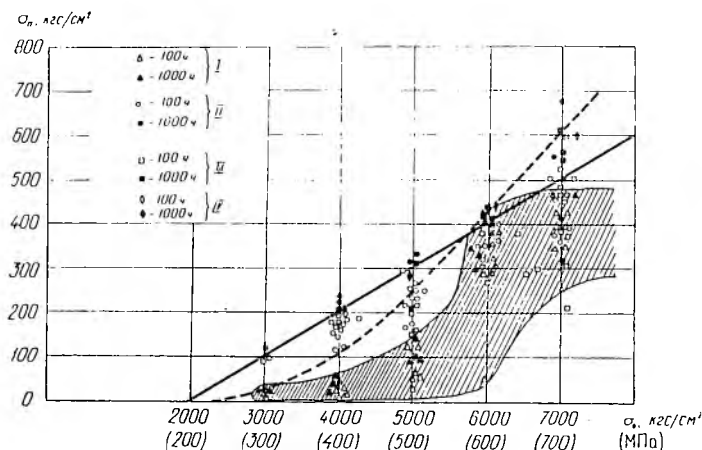


Рис. III.5. Потери напряжений в стержневой арматуре при механическом натяжении
 опыты С. С. Джалазяна, Н. М. Мулина, С. А. Мадатяна
 I — сталь А-IV, марок 80С и 65ГС; II — сталь А-IV, марок 20XГ2Ц и 20XГСТ; опыты С. А. Мадатяна, О. И. Падина: III — сталь А-V, марки 23XГ2ГТ; IV — сталь Аt-V и Аt-VI;

— — — — — новые нормы; - - - - - СНиП II-V.1-62 (заштрихована область арматуры класса А-IV, марок 80С и 65ГС)

упрочненной класса Аt-V потери напряжений практически такие же.

При повышении температуры сопротивление перемещению атомов в сталях снижается значительно, напряженность поля вокруг дислокационных систем также снижается. Следовательно, при тепловлажностной обработке преднапряженных конструкций релаксация и ползучесть арматуры должны увеличиваться. Это полностью подтверждается результатами проведенных экспериментов. При пропаривании температура нагрева составляет 80—95° С, а при автоклавной обработке — 170—200° С, преднапряженные конструкции могут подвергаться воз-

действую высоких температур и в процессе эксплуатации.

Релаксация напряжений и ползучесть арматуры при повышенной постоянной температуре возрастает значительно [75, 76, 93], например при температуре 200°С увеличивается в 4—6 раз по сравнению с релаксацией при 20°С. При температуре около 100°С потери напряжений от релаксации за 100 ч могут возрасти в 2—4 раза в зависимости от вида арматуры и величины предварительного напряжения. У термически упрочненной арматуры прирост потерь напряжений наименьший, а у стали класса А-IV второй группы — наибольший. С повышением температуры реологические свойства стали проявляются полнее в более короткий срок.

Была установлена эмпирическая связь между реологическими свойствами стали и влиянием на них температуры и времени, которая позволяет по результатам кратковременных испытаний при повышенных температурах прогнозировать результаты долговременных испытаний при более низких температурах, и наоборот [78, 82]. В настоящее время мы располагаем ограниченными данными о релаксации напряжений стержневой арматуры за длительные сроки и при повышенных температурах. Поэтому трудно судить о возможности использовать указанную зависимость.

При расчете железобетонных конструкций, подверженных постоянному воздействию высоких температур, учитывается ползучесть арматурных сталей. Основным показателем при этом является условный предел ползучести. Он равен напряжению, вызывающему постоянную скорость ползучести, которая обеспечивает заданную деформацию за определенный срок. Специальные исследования [75, 76] показали, что при температуре 350—450°С сталь класса А-I не может обеспечить требуемую скорость ползучести; арматура класса А-II и А-III обеспечивает необходимую скорость ползучести.

При изготовлении железобетонных конструкций релаксация напряжений и ползучесть арматуры протекают обычно при переменных температурах. В случае применения электротермического способа натяжения релаксация стали начнет проявляться уже в процессе остывания и натяжения стержня. В дальнейшем, как и при механическом натяжении, релаксация будет развиваться при нормальных температурах во время формирования и вы-

держки конструкции перед тепловой обработкой. Затем происходит подъем температуры до заданной величины, выдержка при постоянной температуре, снижение ее в процессе охлаждения элемента и, наконец, выдержка при нормальной температуре до передачи напряжений на бетон. При этом температура напряженного стержня может отличаться от температуры среды, в которой находится изделие.

Исследования С. А. Мадатяна [67] показали, что при электротермическом способе натяжения стержней арматуры получаемые фактические значения предварительного напряжения оказались ниже расчетных. Это объясняется тем, что ранее в расчетах не учитывались изменения модуля деформации стали и релаксации напряжений при повышенных температурах. Теперь рекомендуется при назначении величины контролируемого удлинения арматуры учитывать эти факторы, что позволяет получить более точно требуемое значение предварительного напряжения. В дальнейшем релаксация напряжений проявляется в меньшей степени, чем при механическом натяжении. При таком способе натяжения арматуры при переменной температуре релаксация напряжений протекает достаточно интенсивно в зависимости от величины натяжения и температурного режима. В первый период ($t \approx 20^\circ \text{C}$) после механического натяжения релаксация развивается обычно. При подъеме температуры наблюдается значительное и резкое понижение напряжений.

В процессе выдержки при постоянной температуре ($t = 100^\circ \text{C}$) потери от релаксации постепенно затухают. Интересно, что после остывания в течение 10 ч дальнейшего увеличения потерь напряжения не наблюдалось даже в том случае, когда напряжения в арматуре были увеличены до первоначальных. По нашим данным, при 20-часовом цикле нагрева, выдержки и остывания потери напряжений оказались выше, чем в случае воздействия за такой срок постоянной температуры, соответствующей максимальной температуре переменного цикла. По данным исследований [93] установлено, что через 200 ч при переменном цикле потери оказались соответственно меньшими. Во многом сказывается, по-видимому, методика проведения испытаний. Вообще трудно имитировать напряженное состояние арматуры в процессе температурной обработки, так как оно может сильно изменяться в зависимости от ряда технологических фак-

торов. Влияние этих факторов необходимо в дальнейшем исследовать.

После электротермического натяжения потери напряжений от релаксации при нормальных температурах очень малы и для арматурных сталей классов А-IV и А-V при $\sigma_0 \leq 0,7 R_a^n$ не превышают 25 кгс/см² (меньше 1%). При более высоких напряжениях они монотонно возрастают, но не превышают 2—2,5%. Характерно, что в дальнейшем потери напряжений затухают быстрее и практически не наблюдаются [73]. В этом отношении интересны исследования проф. Дюма (Франция), в которых показано, что за счет увеличения времени воздействия повышенной температуры и степени натяжения, а также при повторении подобных циклов можно свести до ничтожных размеров потери от релаксации в напрягаемой арматуре.

На основании полученных экспериментальных данных о релаксации напряжений в стержневой арматуре при испытании ее образцов определялись расчетные величины потерь напряжений. Однако простая экстраполяция опытных данных не столь уж правомерна. В реальных железобетонных конструкциях мы имеем дело со значительно более сложными явлениями, чем в опытах. В результате усадки и ползучести бетона конструкции сокращаются в длине и соответственно уменьшаются напряжения в арматуре. В экспериментах проф. Дюма длина образца уменьшалась во времени за счет усадки и ползучести бетона. Оказалось, что после 200—300 ч релаксация высокопрочной проволоки практически прекратилась, хотя испытания продолжались до 2000 ч [78]. Возможно и быстрое нагружение конструкций после изготовления. При этом напряжения в арматуре могут достичь начальных или превзойти их, тогда и реологические процессы будут развиваться в течение длительного периода, но потери напряжений от ползучести бетона будут незначительными.

В процессе изготовления конструкции, как указывалось, возможны существенные изменения напряжений в арматуре как за счет обмятия анкерных устройств, деформаций форм, перепада температур (при стендовой технологии), так и в процессе тепловой обработки. В прямой форме мы не можем учесть изменчивость и влияние этих факторов. В связи с изложенным при натяжении арматуры на упоры потери от релаксации на-

пряжений были условно отнесены к «первым потерям», которые происходят до обжатия бетона. При механическом натяжении их величина установлена в соответствии с результатами испытаний в течение 1000 ч и с достаточно большой доверительной вероятностью (см. рис. III.5) может быть определена по простой формуле

$$\sigma_n = 0,1 \sigma_0 - 200.$$

В прежних нормах (СНиП II-V.1-62) она определялась по формуле

$$\sigma_n = 0,4 \left(0,27 \frac{\sigma_0}{R_a''} - 0,1 \right) \sigma_0,$$

которая давала в общем близкие к экспериментальным результаты, однако она недооценивала величину потерь при относительно низких напряжениях (3000—4000 кгс/см²). Если вычисленные по формулам значения потерь окажутся отрицательными, то их следует принимать равными нулю. При электротермическом способе натяжения потери от релаксации в арматуре при напряжениях до $0,7 R_a''$ не следует учитывать, а при более высоких напряжениях для всех видов эффективной стержневой арматуры принимать равными $0,03 \sigma_0$.

III.3. ВЛИЯНИЕ ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР НА СВОЙСТВА СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Систематические исследования влияния высоких температур на механические свойства стержневой арматуры стали проводятся сравнительно недавно. В первое время такие исследования были связаны только с необходимостью определения степени огнестойкости железобетонных конструкций и оценки их несущей способности после пожара. При этом было известно, что горячекатаная арматура из обычных углеродистых сталей после охлаждения практически сохраняет свои исходные свойства.

Широкое развитие железобетонных конструкций выявило рациональность их использования в сооружениях из обычного тяжелого бетона, подвергающихся воздействию повышенных температур до 200°С. Разработка специальных жаростойких бетонов позволила создать железобетонные конструкции дымовых труб, боровов,

фундаментов и тепловых агрегатов, подвергающихся действию высоких температур от 200 до 800°С.

С появлением электротермического способа натяжения арматуры возникла необходимость изучения влияния температуры кратковременного нагрева на свойства напрягаемой стержневой арматуры.

Таким образом, для расчета ряда конструкций и выбора технологии их изготовления понадобилось установить изменчивость механических характеристик стержневой арматуры как в нагретом состоянии, так и после охлаждения при электротермическом нагреве и длительном действии высоких температур.

Исследования свойств стержневой арматуры в нагретом состоянии проводились в основном в НИИЖБ [74, 75, 76]. Образцы испытывали на растяжение после нагрева и выдержки их при заданной температуре. Результаты этих испытаний позволили установить величину и характер изменения основных свойств арматурной стали по сравнению с исходными (до нагрева).

Ненапрягаемая арматура классов А-I, А-II и А-III, как известно, имеет четко выраженную площадку текучести, однако с повышением температуры длина ее сокращается, и при температурах выше 300°С она вовсе отсутствует. В этих случаях приходится определять условный предел текучести ($\sigma_{0,2}$) и учитывать его при определении расчетных характеристик арматуры.

Для указанных классов горячекатаной арматурной стали наблюдается монотонное снижение предела текучести при нагреве до 100°С и выше (рис. III.6, а).

В данном случае относительные величины снижений предела текучести очень близки у рассматриваемых сталей и достигают при нагреве до 400°С — 65%, а при 500°С — 50% исходных значений.

Арматурная сталь класса А-IV, имеющая повышенное содержание легирующих добавок, при нагреве снижает предел текучести примерно на ту же величину, что и сталь класса А-III, однако относительное снижение будет меньше.

Полученные данные позволили установить расчетные сопротивления арматуры при кратковременном нагреве путем введения коэффициентов условия работы, учитывающих возможные средние снижения предела текучести в зависимости от температуры нагрева и класса арматуры (СНиП II-B.7-66). При длительном действии тем-

температуры при расчетах необходимо учитывать повышенную ползучесть арматуры [75, 76].

Для всех горячекатаных арматурных сталей при нагреве до 350°C временное сопротивление разрыву практически не снижается; в интервале температур от 200 до 300°C для многих сталей наблюдается даже небольшое увеличение (рис. III.6, б). Однако после нагрева до 400°C начинается значительное снижение временного со-

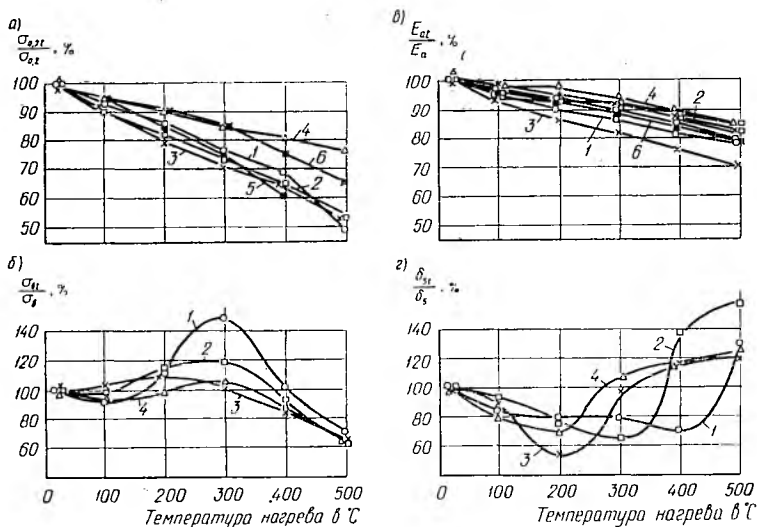


Рис. III.6. Характер изменения механических характеристик горячекатаной арматуры в нагретом состоянии

а — условный предел текучести; б — временное сопротивление; в — модуль упругости; г — относительное удлинение; 1 — сталь А-I; 2 — сталь А-II; 3 — сталь А-III; 4 — сталь А-IV; 5 — сталь А-I и А-II; 6 — сталь А-III и А-IV (СНиП II-V.7-67)

противления, которое при 500°C достигает 60—70% первоначальных величин.

Относительные удлинения δ_5 с повышением температуры несколько снижаются (до 60—70%), а потом начинают возрастать: для низколегированной арматуры при нагреве выше 300°C , а углеродистой выше 400°C (рис. III.6, г). Такое изменение пластических характеристик не опасно для конструкций.

Линейная зависимость между напряжениями и удлинениями при повышенных температурах у горячекатаных

сталей обычно наблюдается до напряжений порядка $0,5-0,6 \sigma_{0,2}$. Начальный модуль упругости с увеличением температуры нагрева монотонно снижается (рис. III.6, г). Поскольку снижение модуля упругости мало зависит от класса и марки стали, оно может учитываться однозначно для всех видов арматуры, что и принято в СНиП II-B.7-66. При напряжениях, выше указанных, как правило, начинают развиваться пластические деформации, ко-

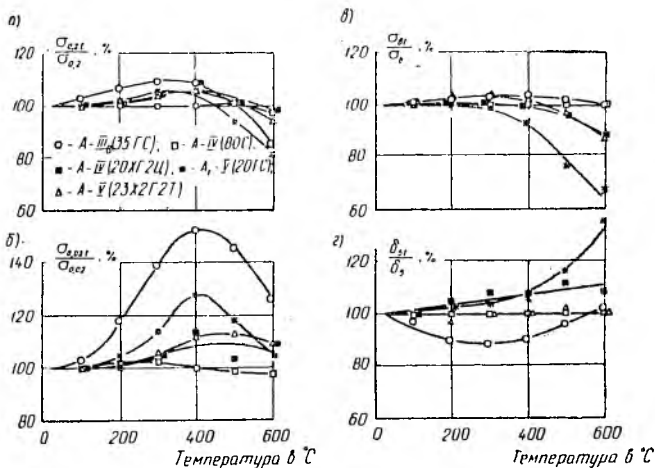


Рис. III.7. Характер изменения механических характеристик напрягаемой стержневой арматуры после электротермического нагрева

а — условный предел текучести; б — условный предел упругости; в — временное сопротивление; г — относительное удлинение

торые приходится учитывать при назначении модуля деформации.

Области применения отдельных видов стержневой арматуры во многом зависят от их свойств после электронагрева. Разработка и исследование технологии и режимов электротермического натяжения арматуры проводятся во многих исследовательских организациях нашей страны [67, 68, 107, 109 и др.].

Предварительно следует отметить, что длительность контактного электронагрева, составляющая на практике 1—10 мин, обычно не сказывается на изменении механических характеристик стали после остывания.

Влияние электронагрева на свойства упрочненной вытяжкой арматуры классов А-IIв и А-IIIв, горячекатаной классов А-IV и А-V и термически упрочненной классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI показано на рис. III-7.

Упрочнение вытяжкой в холодном состоянии, как известно, приводит к повышению предела текучести и некоторому снижению пластических и упругих свойств горячекатаной арматуры. Исследования [68] показали, что величина временного сопротивления, как и у исходной стали, не снижается даже при нагреве до 700°C . Наблюдается незначительное повышение этой величины при нагреве до температур $200\text{--}400^{\circ}\text{C}$. Предел текучести при этих же температурах увеличивается примерно на 10%, однако резко падает после нагрева до 500°C и достигает 75% после нагрева при 700°C .

Упругие характеристики с увеличением температуры нагрева значительно улучшаются: условный предел упругости непрерывно возрастает и практически совпадает с условным пределом текучести после нагрева до 500°C , а его абсолютное значение даже после нагрева до 700°C не ниже первоначального.

Относительные удлинения (δ_r , δ_5 и δ_{10}) после нагрева до $200\text{--}300^{\circ}\text{C}$ несколько снижаются по отношению к значениям для арматуры, не подвергнутой электронагреву. При нагреве до $400\text{--}500^{\circ}\text{C}$ относительные удлинения достигают исходных значений и даже превышают их при нагреве до более высоких температур ($600\text{--}700^{\circ}\text{C}$).

Таким образом, упрочненную вытяжкой стержневую арматуру можно безопасно нагревать до температур $350\text{--}450^{\circ}\text{C}$, что обеспечивает требуемую величину натяжения этой арматуры.

Изменение свойств горячекатаной напрягаемой арматуры после ее электронагрева зависит от химического состава и структуры стали. Арматура класса А-IV из стали марки 80С, имеющая устойчивую и однородную структуру, после электронагрева в диапазоне температур вплоть до 700°C практически не изменяет своих прочностных и пластических характеристик (см. рис. III.7). Для этой стали не опасны даже случайные перегревы до температур $500\text{--}600^{\circ}\text{C}$.

По-иному реагируют на электронагрев стали, содержащие большее количество легирующих добавок (20ХГ2Ц, 30ХГ2С, 20ХГСТ и др.), у которых после про-

катки механические характеристики не отличаются стабильностью. После нагрева до $400\text{--}500^\circ\text{C}$ у этих сталей наблюдается незначительное снижение временного сопротивления, которое уменьшается более резко при дальнейшем повышении температуры. Однако это явление не опасно, так как наблюдается у сталей, имеющих повышенное, по сравнению с требуемым, значение временного сопротивления. Условный предел текучести и условный предел упругости резко повышаются именно после нагрева до $400\text{--}500^\circ\text{C}$ и не снижаются во многих случаях ниже исходного, даже после нагрева до 700°C . Это объясняется снятием внутренних напряжений, возникших после проката.

Относительные удлинения, если величина их мала, могут значительно повыситься после электронагрева, который в известной степени заменяет вылеживание и обеспечивает диффузионное удаление водорода из стали [37, 73]. Если значение относительных удлинений выше нормы, предусмотренной ГОСТ, то электронагрев не приводит к существенному их изменению. Для горячекатаных сталей рассматриваемой группы электронагрев до температуры $400\text{--}500^\circ\text{C}$ полезен.

Электронагрев арматуры класса А-V марки 23Х2Г2Т вызывает аналогичные изменения свойств, но столь значительного роста предела текучести и условного предела упругости, как у класса А-IV, не наблюдается, так как сказывается низкотемпературный отпуск этой стали на металлургическом заводе.

Влияние электронагрева на свойства термически упрочненной арматуры предопределяется технологией ее упрочнения и химическим составом стали. При электротермическом упрочнении арматуры из стали марок Ст5 и 35ГС решающее значение имеет температура отпуска; при повторном (для натяжения) электронагреве до этой температуры существенных изменений в свойствах стали не наблюдается. При дальнейшем же повышении температуры прочностные характеристики существенно снижаются [68]. Поэтому такую арматуру не следует при натяжении нагревать выше температуры отпуска.

В случае термического упрочнения при использовании тепла проката и самоотпуска склонность арматуры к разупрочнению в большей степени зависит от химического состава стали. Как указывалось выше, из стали марки Ст3пс удалось получить арматуру со свойствами

класса Ат-V, однако после электронагрева до температуры 250—300° С резко снизились ее прочностные характеристики. Очевидно, что выпуск такой арматуры нецелесообразен. В настоящее время термически упрочненная арматура выпускается из стали 20ГС. После нагрева ее до 450° С условный предел текучести обычно не снижается, а предел упругости несколько возрастает. Временное сопротивление разрыву после нагрева выше 400° С обычно начинает снижаться по сравнению с исходным значением, но значительное снижение начинается после нагрева до 450—500° С. При нагреве до 600—700° С оно резко падает (см. рис. III.7, в). Относительные удлинения (как равномерные, так и сосредоточенные) обычно возрастают по мере увеличения температуры нагрева.

Следовательно, термически упрочненную арматуру классов Ат-IV и Ат-V можно натянуть электротермическим способом до требуемых напряжений, не опасаясь снижения прочностных свойств. Арматуру класса Ат-VI можно натягивать этим же способом при гарантии, что нагрев ее не превысит 450° С.

Обычно влияние длительного действия нагрева на свойства арматуры определяют путем испытания образцов после нагрева их в печах до заданной температуры, выдержки их и медленного охлаждения [74, 93].

Для горячекатаной арматуры классов А-I, А-II и А-III длительный нагрев не приводит к заметному изменению ее свойств после остывания.

Для напрягаемой арматуры при нагреве до 600° С характер изменений механических свойств аналогичен тем, которые наблюдаются при кратковременном электронагреве, но изменения свойств обычно происходят при более низких температурах (на 50—100°). Для всех видов горячекатаных сталей в диапазоне нагрева 700—840° С наблюдается существенное снижение прочностных характеристик, вызванное изменением строения кристаллической решетки. При нагреве до 1000—1200° С и дальнейшем остывании прочностные характеристики восстанавливаются. С этими явлениями приходится считаться при сварке арматуры и горячей высадке головок.

Для термически упрочненной и упрочненной вытяжкой арматуры при нагреве до столь высоких температур эффект упрочнения снимается.

Как показывают исследования [4, 37, 74 и др.], коэффициент линейного расширения арматурных сталей во

многим зависит от их вида и температуры нагрева (рис. III.8). С увеличением температуры нагрева повышается и коэффициент расширения арматуры. При этом для сталей высоких классов его значение больше.

Температуру нагрева арматуры как при ее термической обработке, так и при ее натяжении можно контро-

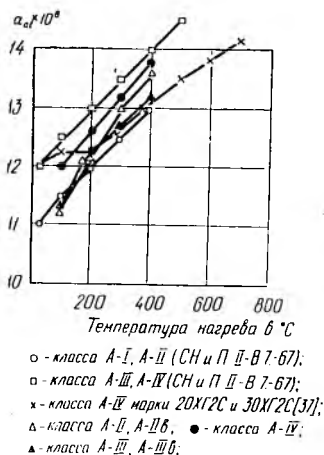


Рис. III.8. Изменение величины коэффициента температурного расширения арматуры

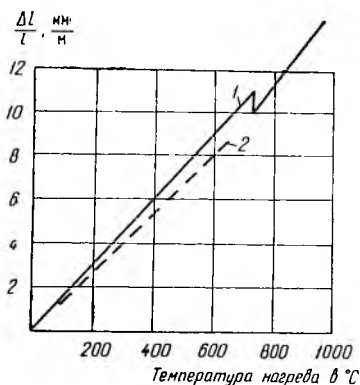


Рис. III.9. Диаграмма теплового удлинения стержней класса А-III и А-II

1 — под закалку; 2 — отпуск [6]

лировать по величине температурных деформаций. Характерно, что температурные удлинения закаленной арматуры превосходят удлинения горячекатаной исходной стали (рис. III.9).

III.4. ВЛИЯНИЕ НИЗКИХ ОТРИЦАТЕЛЬНЫХ ТЕМПЕРАТУР НА СВОЙСТВА СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Расширение строительства в северных и восточных районах нашей страны, в которых температура зимой достигает -40°C и ниже, предъявляет новые требования как к организации строительных работ, так и к самим строительным материалам. Надежность железобетонных

конструкций в таких условиях в значительной мере зависит от характера изменений прочностных и пластических свойств стальной арматуры при низких температурах, а также от склонности ее к хрупкому разрушению. До сравнительно недавнего времени изучению физико-механических свойств стержневой арматуры при пониженных температурах уделялось относительно небольшое внимание. Однако отдельные случаи аварий железобетонных конструкций вследствие хрупкого разрушения арматуры заставили исследователей вплотную заняться этим вопросом.

Работа, в которой помню НИИЖБ принимают участие ЦНИИЧМ им. Бардина, ЦНИИСК им. Кучеренко, ЦНИИС МТС и другие научно-исследовательские институты, а также металлургические заводы, ведется в двух основных направлениях. Первое направление — изучение физико-механических свойств при низких отрицательных температурах стержневой арматуры различных классов и марок (выпускаемой промышленностью), включая определение ее стойкости против хрупкого разрушения. Второе направление — создание и внедрение новых арматурных сталей, специально предназначенных для конструкций, эксплуатируемых на севере.

В 1965 г. Макеевским металлургическим заводом совместно с НИИЖБ, ЦНИИСК и ЦНИИЧМ была предложена специальная марка арматурной стали ЮГТ класса А-II, отличающаяся пониженным порогом хладноломкости и высокой пластичностью при низких отрицательных температурах. В настоящее время организован массовый выпуск такой арматуры.

Для проведения исследований свойств арматурных сталей при низких температурах потребовалось создание новых экспериментальных методик, максимально приближающих условия эксперимента к реальным, так как существующие в практике машиностроения стандартные испытания для арматурных сталей оказались достаточно условными, не учитывающими специфики ее производства и применения в железобетонных конструкциях.

Испытания арматуры и стали при пониженных температурах проводились с целью определения основных механических характеристик при статическом растяжении, а также модуля упругости в зависимости от температуры; оценки чувствительности к поверхностным механическим повреждениям и технологическим дефектам (кон-

центраторам); определения склонности к хрупкому разрушению при ударном изгибе.

Основные механические характеристики арматурных сталей при пониженных температурах определялись в соответствии с методикой испытания на растяжение, установленной ГОСТ 12004—66. Испытывались образцы арматуры периодического профиля с необработанной поверхностью при тем-

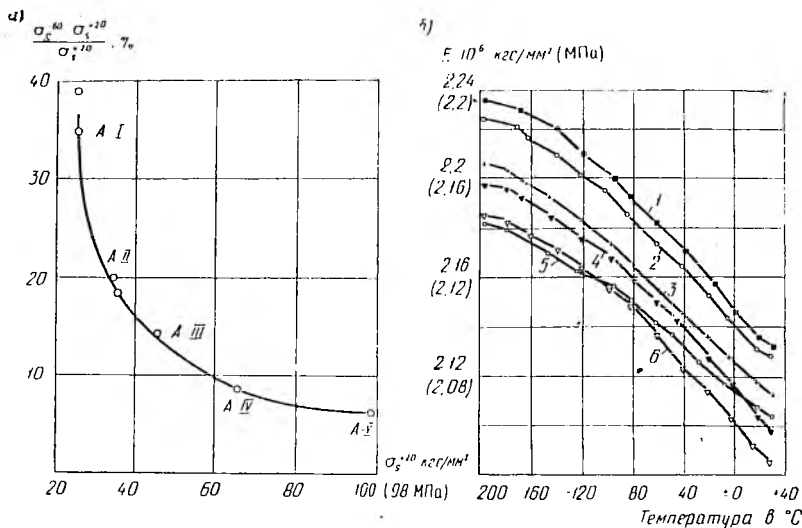


Рис. III.10. Изменение механических характеристик стержневой арматуры при низких отрицательных температурах

а — предел текучести физический или условный; б — модуль упругости стали марки; 1 — ЮГТ; 2 — ВСт5сп; 3 — 35ГС; 4 — 23Х2Г2Т; 5 — 80С; 6 — 20ХГ2Ц

пературах: +20°; —20°; —40° и —60°С. В процессе испытания образец с захватами находился в охлаждающей жидкости, что важно для обеспечения разрыва стали на рабочей длине образцов. Для получения требуемых температур специальная ванна-термостат, навешиваемая на горизонтальную разрывную машину, заполнялась смесью сухого льда со спиртом. Измерение деформаций образца, находящегося в жидком хладогене, производилось особым прибором, сконструированным для этой цели [99].

Для арматурных сталей всех классов и марок при снижении температуры в указанных пределах растут соответственно прочностные характеристики: физический

или условный предел текучести и временное сопротивление. Наиболее интенсивно повышается предел текучести. При понижении температуры до -20°C прирост предела текучести для всех классов арматуры примерно одинаков (около 5%). При дальнейшем понижении температуры у арматуры низких классов прочности предел текучести увеличивается более интенсивно. Это хорошо видно на графике рис. III.10, а, где показана зависимость относительного увеличения предела текучести при -60°C . Если у арматуры классов А-V и А-IV он повысился соответственно на 6,5 и 8,5%, то у класса А-II марок 10ГТ и Ст5 это повышение достигло 19%, а у А-I даже 30—40%. Временное сопротивление хотя и увеличивается, но не столь значительно: при -60°C , в среднем, порядка 10%. При этом наблюдается та же тенденция к большему приросту у сталей низких классов, но не столь четко.

Пластические характеристики при отрицательных температурах также изменяются. Равномерные удлинения арматуры (δ_p) с понижением температуры увеличиваются; лишь у сталей класса А-IV они либо остаются постоянными (марка 20ХГ2Ц) или несколько снижаются (марка 80С) при температурах от -40 до -60°C . Остаточные удлинения арматуры после разрыва (δ_5), как правило, остаются постоянными. Поскольку они являются комплексной характеристикой пластичности, включающей как равномерную, так и сосредоточенную деформацию, можно прийти к выводу о снижении сосредоточенной деформации стали при отрицательных температурах. Это подтвердилось при анализе изменений сужения в шейке Z, которое характеризует сосредоточенную деформацию. Интересно, что длина площадки текучести, по данным опытов, при низких температурах (до -60°C) не уменьшается; даже наблюдается небольшая тенденция к ее увеличению.

Определение температурных изменений модуля упругости стержневой арматуры производилось на установке Института проблем прочности АН УССР, предназначенной для исследования упругих характеристик материалов резонансным методом при температурах от $+20$ до -196°C . В данном случае испытания велись на точеных образцах, и полученные результаты, являясь более стабильными, позволяют выявить не только качественную картину, но и получить количественную оценку. При по-

ложительных температурах, как и следовало ожидать, наибольшее значение E_a было у арматуры класса А-II марок ВСт5сп и 10ГТ, а наименьшее у сталей класса А-IV и А-V (см. рис. III.10, б). У всех испытанных арматурных сталей модуль упругости монотонно возрастает при снижении температуры от комнатной до -196°C . При этой температуре значение E_a в большей степени увеличивается у стали марки 10ГТ (5,8%), а в меньшей — у стали классов А-III и А-IV марки 80С (соответственно на 4,4 и 3,7%).

Исследование чувствительности арматурных сталей к поверхностным повреждениям при статическом растяжении. При транспортировании, заготовке, резке, сварке и других арматурных работах возможны повреждения поверхности арматурных стержней в виде засечек, вмятин, ожогов сварочной дугой или в контактах сварочных машин и установках по электронагреву. При эксплуатации возможна местная, в сечении с трещиной, или общая язвенная коррозия. Поскольку известно, что концентрация напряжений может снижать пластичность стали, в особенности при низких температурах, было изучено влияние возможных технологических повреждений на свойства арматуры.

При испытаниях повреждения имитировались надрезом глубиной около $0,05d$ и ожогом электрической дугой. Надрез осуществляли вдавливанием индентора из твердого сплава, заточенного под углом 60° при радиусе скругления острия $0,1$ мм. Ожог наносили быстрым ($0,3$ — $0,5$ с) прикосновением сварочного электрода при силе тока 300 А. Было установлено, что повреждение поперечных выступов практически не сказывается на свойствах арматурного стержня. Надрез, сделанный по телу стержня или на продольном ребре, сказывается примерно одинаково. Поскольку продольное ребро более уязвимо при механических повреждениях, при дальнейших испытаниях надрез наносился на нем. Глубина надреза для стержней диаметром 12 — 16 мм была небольшой и изменялась соответственно в пределах $0,5$ — $0,8$ мм. Образцы с ожогом поверхностей показали аналогичные результаты.

Предел текучести, физический или условный, не изменяется по сравнению с неповрежденными образцами арматуры всех испытанных классов. Временное сопро-

тивление остается неизменным у арматуры классов А-ІІ и А-V. Лишь у стали марки 35ГС класса А-ІІІ наблюдается небольшое снижение этой величины при низких отрицательных температурах, а у стали марки 80С даже и при положительных температурах. При нормальной температуре у всех испытанных марок сталей, кроме 10ГТ и 23Х2Г2Т, наличие дефекта приводит к некоторому снижению пластичности (относительного удлинения δ_5). Понижение температуры испытаний сопровождается резким падением пластических деформаций (δ_5 и δ_p)

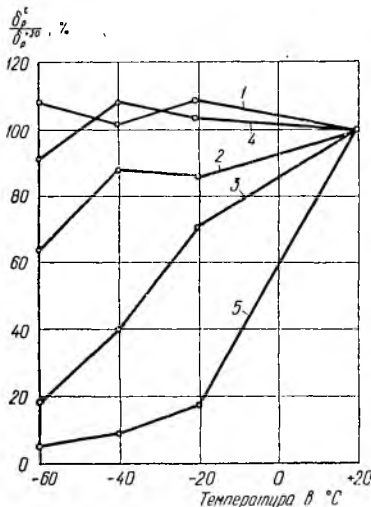


Рис. III.11. Влияние температуры на величину равномерных остаточных удлинений арматуры, имеющей концентратор напряжений

1 — 10ГТ; 2 — ВСт5сп; 3 — 35ГС; 4 — 23Х2Г2Т; 5 — 80С

у сталей марок 80С и 35ГС и в несколько меньшей степени у стали марки ВСт5сп. Стали марок 10ГТ и 23Х2Г2Т почти не изменяют своих пластических свойств вплоть до температуры -60°C (рис. III.11).

Склонность арматуры к хладноломкости при ударном изгибе. Как известно, увеличение скорости нагружения повышает склонность металлов к хладноломкости. Поэтому наиболее опасными для железобетонных конструкций, эксплуатируемых при низких температурах, являются динамические (ударные) нагрузки, вызывающие в арматуре быстро возрастающие растягивающие усилия.

Прямые опыты с железобетонными элементами сложны и многодельны. Поэтому выявление факторов, влияющих на хладноломкость арматурных сталей, следует про-

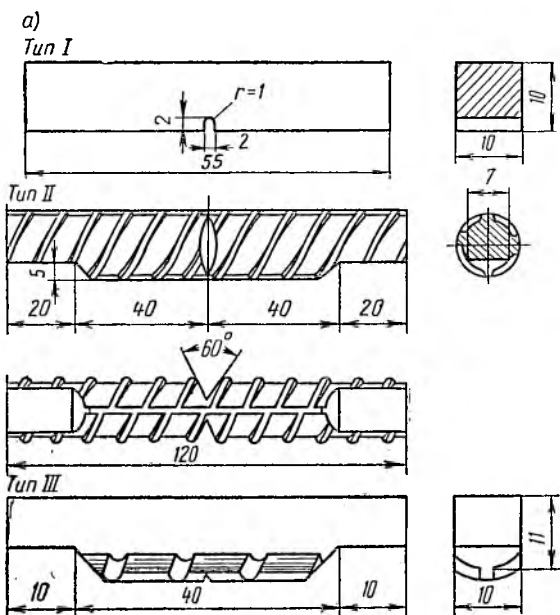
водить в первую очередь на образцах арматуры. Для проверки поведения различных видов арматурных стале́й целесообразно проводить испытания на динамическое (быстрое или ударное) растяжение натуральных образцов арматуры при соответствующих температурах. Но эти испытания требуют сложного и дорогостоящего оборудования. Более доступны испытания на ударный изгиб на маятниковом копре. Условность таких испытаний очевидна, однако они дают возможность сравнительной оценки арматурных стале́й по их склонности к хрупкому разрушению.

Для испытаний обычно применяются стандартные образцы сечением 10×10 мм и длиной 55 мм, имеющие надрез типа Менаже глубиной 2 мм с радиусом закругления 1 мм (рис. III.12, а). Вырезанные из заготовки, они характеризуют свойства металла внутри стержня. Поэтому испытания таких образцов являются хорошим способом проверки характера структуры металла, наличия в нем вредных примесей, шлаковых включений и т. п. Кроме того, они позволяют сопоставить результаты испытаний арматурных стале́й с испытаниями стале́й для металлических конструкций.

Состояние поверхности изделий во многом обуславливает появление первых трещин. На практике большая часть изломов металла наблюдается при изгибе. Даже в арматуре при ее работе на растяжение в сечении с трещиной действует дополнительный изгибающий момент. Поэтому для испытания арматуры был предложен С. А. Фроловым и А. И. Кочетовым образец типа ЦНИПС, представляющий собой отрезок натурального стержня диаметром 16 мм с двумя симметричными боковыми острыми надрезами (см. рис. III.12, а). Он оказался удобным для оценки влияния различных факторов, в том числе влияния сварки. Но его нельзя использовать для стержней иного диаметра из-за трудности сопоставления результатов испытаний.

В дальнейшем для исследований был выбран (В. З. Мешковым и Н. М. Муллиным) образец по размерам, близкий к стандартному, но имеющий необработанную поверхность на растянутой грани. В середине пролета на этой грани наносится вдавливанием надрез глубиной $0,3 \pm 0,05$ мм с углом раскрытия 60° и скруглением дна радиусом 0,1 мм (см. рис. III.12, а).

По данным, полученным при испытании образцов



b)

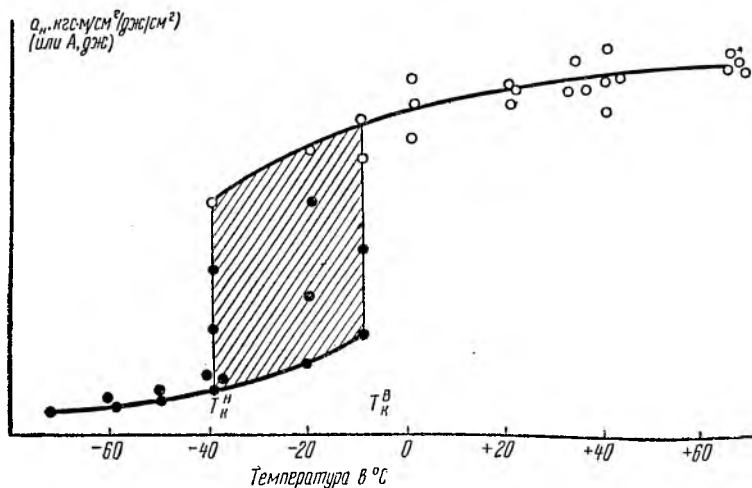


Рис. III.12. Испытания стержневой арматуры на ударный изгиб

a — типы образцов: *I* — по ГОСТ 9454—60 (образцы Менаже); *II* — ЦНИПС; *III* — НИИЖБ; *b* — характерная кривая изменения ударной вязкости стержневой арматуры в зависимости от температуры

типов II и III, строят кривые изменения работы A , расходуемой на разрушение, а для стандартных образцов — ударной вязкости a_n (Дж/см²), равной работе разрушения, отнесенной к площади сечения образца в месте надреза. При анализе кривых выявляют критический интервал хрупкости (порог хладноломкости). Под ним подразумевают некоторый температурный интервал, внутри которого по мере понижения температуры происходит переход металла из вязкого состояния в хрупкое. При температуре выше верхней границы интервала T_k^B (см. рис. III.12, б) происходит только вязкое разрушение образцов, а при температуре ниже T_k^H — только хрупкое. Последней величиной обычно и оценивают сопротивление стали хрупкому разрушению. Внутри критического интервала обычно наблюдается более или менее значительное рассеяние величины работы разрушения. Следует иметь в виду, что положение и длина критического интервала зависит не только от свойств металла, но и от ряда других факторов: скорости нагружения, формы, глубины и остроты надреза (коэффициента концентрации). Для образцов НИИЖБ (тип III) границы критического интервала определяются достаточно четко (см. рис. III.12, б). У образцов второго типа (ЦНИПС) разброс результатов не велик, но зато кривые изменения A , резко падают. Для арматурных сталей кривые хладноломкости, полученные на стандартных образцах в данном температурном диапазоне, обычно не имеют ярко выраженного критического интервала. Поэтому зачастую за точку перехода к хрупкому состоянию принимают температуру, соответствующую определенному значению ударной вязкости (2—3 кгс·м/см²). Это требование оговаривается и в стандартах на строительные стали.

Известно, что работа разрушения образца при ударном изгибе (a_n) является суммой работ, затрачиваемых на зарождение (a_3) и распространение (a_p) трещины. Проф. А. П. Гуляев предложил приближенный и экспериментально легко выполняемый способ их определения, который основан на предпосылках о линейной связи величины a_3 со значением радиусов дна надреза (в пределах от 0 до 1 мм) и независимости величины a_p от геометрической формы надреза. По результатам испытаний образцов с разным радиусом скругления были определены значения a_p для основных классов стали. Они дали

лишь качественную картину склонности тех или других видов арматурных сталей к хрупкому разрушению.

На основании обобщения результатов исследования, проведенных в НИИЖБ и других организациях [21, 24, 37, 99, 113, 114], можно сделать следующие выводы.

Наиболее склонны к хрупкому разрушению арматура класса А-I из стали марки ВСтЗкп и СтЗкп и класса А-IV марки 80С, у которых порог хладноломкости простирается от $+20$ до -20°C . Близки между собой результаты испытаний арматуры из полуспокойных сталей марок ВСтЗпс, СтЗпс и ВСтЗпс (верхняя граница хладноломкости не поднимается выше -10°C , а нижняя достигает -30°C). Для стержней диаметром 10—16 мм из стали ВСтЗпс были получены такие же данные, как и для стали ВСтЗсп. По одним данным, арматура из стали 35ГС имеет определенные преимущества перед арматурой из стали ВСтЗсп, по другим — наоборот. Резкое падение работы у них обычно находится в пределах от -20 до -40°C , хотя и достигает иногда -60°C , что более свойственно арматуре класса А-I марки ВСтЗсп и А-III марки 25Г2С. Близки между собой результаты и у сталей марок 23Х2Г2Т и 20ХГ2Ц, хотя для отдельных плавок наблюдаются некоторые отклонения.

Ударная вязкость термически упрочненной арматуры высокая и не снижается ниже $5 \text{ кгс}\cdot\text{м}/\text{см}^2$ при температурах от -60 до -80°C . Примерно такое же значение ударной вязкости и у стали марки 18ГС класса А-II при температуре -60°C .

Самая низкая склонность к хладноломкости у стали 10ГТ; при -60°C значения ударной вязкости обычно достигают $15-20 \text{ кгс}\cdot\text{м}/\text{см}^2$, т. е. больше, чем у большинства арматурных сталей при положительных температурах. Поэтому установленное браковочное значение $a_{\text{н}} = 5 \text{ кгс}\cdot\text{м}/\text{см}^2$ для этой стали гарантируется с высокой доверительной вероятностью.

Влияние наклепа и последующего старения при упрочнении арматуры вытяжкой наиболее резко сказывается на хладноломкости стали. Критическая температура хрупкости смещается в сторону высоких температур. Например, в опытах у стали 35ГС остаточная деформация 3,5% повышает границу порога хладноломкости на 20° , а деформация 4,5% — на 30° . Аналогичная картина и у арматуры из СтЗсп, упрочненной вытяжкой до 5,5%. Если же такое удлинение придать стали ВСтЗпс, то грани-

ца хладноломкости смещается в зону положительных температур. Та же картина, как известно, свойственна сталям марок СтЗ, в большей степени кипящим, в меньшей спокойным. Такую арматуру теперь не упрочняют вытяжкой, однако следует указать, что при загибе монтажных крюков металл на их поверхности претерпевает весьма значительные пластические деформации, а последующее пропаривание способствует искусственному старению и охрупчиванию металла.

Сварка повышает склонность стержневой арматуры к хрупкости. Ее влияние проверялось при испытании образцов II типа. Оказалось, что изменение хладноломкости зависит не только от вида сварного соединения и марки стали, но и от режимов самой сварки. При точечной сварке на «мягких» режимах хрупкость стали обычно не изменяется, при жестких режимах можно ожидать весьма значительного смещения верхней границы интервала хрупкости в сторону высоких температур, хотя нижняя граница смещается незначительно. Это свойственно стали Ст5сп, а для стали 25Г2С столь резкого смещения не наблюдается. При контактной стыковой сварке работа разрушения изменяется при удалении от стыка. Лишь в непосредственной близости от места сплавления на коротком участке резко увеличивается хрупкость.

О влиянии ожогов, приводящих к резкому изменению структуры стали на небольшом участке, на пластические деформации при растяжении говорилось ранее. Они резко сказываются на хладноломкости арматуры из сталей марок Ст5сп и 35ГС, перемещая границу критического интервала в сторону положительных температур на 30—40°. Интересно отметить, что при испытании образцов типа II, выполненных из стержней с различным профилем, не было обнаружено существенной разницы характера изменения работы разрушения по сравнению с круглыми стержнями. Только в случае расположения продольного ребра стандартного профиля (ГОСТ 5781—62) у растянутой грани наблюдается снижение критического интервала при более высоких температурах. Однако величина работы у нижней границы критического интервала мало изменяется.

На основании приведенных данных о свойствах арматурных сталей были установлены ограничения в применении отдельных видов арматурных сталей для железобетонных конструкций, эксплуатируемых при низких тем-

A-III	25Г2С	От 6 до 40	+	+	+	+	+	+	+	+
	35ГС	» 6 » 40	+	+	+	+	+	+	+	+
	18Г2С	» 6 » 9	+	+	+	+	+	+	+	+
A-IV	20ХГ2Ц	От 10 до 32	+	+	+	+	+	+	+	+
	20ХГСТ	» 10 » 18	+	+	-	-	+	+	-	-
	80С	» 10 » 18	+	+	-	-	+	-	-	-
A-V	23Х2Г2Т	От 10 до 22	+	+	+	+	+	+	+	+
Ат-IV	—	От 10 до 25	+	+	+	+	-	-	-	
Ат-V	—	» 10 » 25	+	+	+	+	-	-	-	
Ат-VI	—	» 10 » 25	+	+	+	+	-	-	-	

¹ Арматурная сталь может применяться только в вязаных каркасах и сетках.

² Арматурную сталь класса А-IV марки 20ХГ2Ц и класса А-V марки 23Х2Г2Т диаметром более 20 мм при расчетной температуре —40°С и ниже следует применять в виде целых стержней мерной длины.

³ Термически упрочненную арматуру всех классов допускается применять в конструкциях, подвергающихся в процессе эксплуатации динамическим нагрузкам, доля которых не превышает 0,1 статической части нагрузки, а при специальном обосновании — до 0,3.

Примечания: 1. Расчетные зимние температуры воздуха должны устанавливаться по наиболее холодной пятидневке в соответствии с указаниями главы СНиП II-A.6-62.

2. В таблице за динамические нагрузки принимаются нагрузки, доля которых, учитывая в расчете конструкций по прочности, превышает 0,1 статической части нагрузки; за многократно повторяющиеся нагрузки, — при которых требуется расчет конструкций на выносливость.

3. Для горячекатаной стержневой арматуры класса А-I, А-II, А-III и А-IV в проектах допускается указывать только ГОСТ 5781—61, регламентирующий в основном механические характеристики арматуры и требования к профилю, если по условиям эксплуатации конструкций марки сталей не требуется оговаривать. При привязке типовых конструкций, а также в других случаях, когда это вызывается необходимостью, наряду с классом должна указываться марка арматурной стали.

пературах. При этом учитывался опыт длительной работы конструкций в таких условиях, а также положительное влияние бетона, который предотвращает непосредственное воздействие нагрузок на металл и его повреждение. Поэтому ограничения в применении отдельных видов арматурных сталей относятся только к железобетонным конструкциям, которые предназначены для эксплуатации на открытом воздухе или в неотапливаемых помещениях и сооружениях при соответствующих отрицательных расчетных температурах (табл. III.2).

Эти требования не относятся к конструкциям, которые эксплуатируются в отапливаемых помещениях и сооружениях. Для таких конструкций необходимо учитывать специальные требования по монтажу при отрицательных температурах, а в период монтажа или после его окончания соблюдать ограничения по загрузке конструкций здания или сооружения на период воздействия низких температур.

Монтажные петли должны выбираться из арматурных сталей, применение которых допускается в данном климатическом поясе, так как монтаж элементов возможен при наиболее низких отрицательных температурах. Их следует делать только из сталей марок ВСтЗсп2 и ВСтЗпс2, а в случае, если монтаж возможен при температуре -40°C и ниже, лучше из стали 10ГТ, что позволяет не только сократить площадь сечения стержней, но и повысить их надежность.

III.5. ВЛИЯНИЕ КРАТКОВРЕМЕННЫХ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА СВОЙСТВА СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Конструкции зданий и сооружений при эксплуатации могут подвергаться действию однократно прилагаемых усилий, способных вызвать разрушение в очень краткий промежуток времени. Такой характер нагружения может возникнуть при сейсмических воздействиях, ударах, вызванных падением, обрушением или надвигкой каких-либо масс, действием взрывной волны и других случайных кратковременных динамических воздействий. Для расчета железобетонных конструкций при указанных видах нагружения необходимо знать, какими прочностными и пластическими характеристиками будут обладать арматура и бетон при этих воздействиях. Известно, что прочностные и пластические характеристики

при высоких скоростях нагружения изменяются по сравнению с получаемыми при обычных испытаниях. Так, у сталей предел текучести и временное сопротивление при скоростном деформировании увеличивается тем значительнее, чем больше скорость нагружения.

Продолжительность действия кратковременных нагрузок большой интенсивности изменяется в широких пределах от малых долей секунды до нескольких минут. Например, при землетрясении продолжительность однократного нагружения находится обычно в пределах 0,5—0,025 с.

В железобетонных элементах при кратковременном динамическом нагружении скорость деформирования, а следовательно, изменение характеристик арматуры зависит от многих факторов, определяющих жесткость конструкций и особенности их работы в сооружении [105]. Изучению механических характеристик сталей при повышенных скоростях деформирования посвящено много исследований, которые обычно проводились путем испытания специальных образцов при различных режимах нагружения [15, 105]. Было установлено значительное повышение в основном предела текучести. Это объясняется запаздыванием пластических деформаций. При динамических нагружениях стали в течение некоторого промежутка времени сохраняется состояние упругости при напряжениях, превышающих статический предел текучести. Запаздывание пластических деформаций объясняют на основании теории дислокаций.

Для определения динамических характеристик арматурных сталей в НИИЖБ были проведены специальные исследования И. К. Белобровым и В. И. Щербиной [15]. Испытания проводились с натуральными образцами стержневой арматуры периодического профиля разных классов и марок при скоростном нагружении на разрывной гидравлической машине, соединенной с гидроаккумуляторной батареей. Испытывались также железобетонные балки с такой же арматурой, которые разрушались за время от 0,1 до 0,175 с, а текучесть находящейся в них рабочей арматуры наступала спустя 0,045—0,155 с после начала нагружения. Аналогичные скорости были и при испытании образцов арматуры.

Особенно заметно скорость нагружения сказалась на изменении механических свойств арматурных сталей, у которых диаграмма растяжения имеет площадку текуче-

сти. В частности, у арматуры класса А-II марки ВСт5сп при указанных скоростях нагружения, которые в 300—500 раз превышают скорость обычных испытаний, предел текучести возрос на 24%, а у класса А-III марки 35ГС на 15—16%. По имеющимся литературным данным, у стали марки Ст3 предел текучести увеличивается примерно в таких же пределах (25—30%). Влияние скорости нагружения сказывается и на изменении условного предела текучести, но в меньшей степени. Динамический предел текучести арматуры класса А-IV марки 80С повысился на 8%, а у стали класса А-IIв, упрочненной вытяжкой, всего на 3—5%. У всех перечисленных сталей временное сопротивление при динамическом нагружении увеличивается примерно одинаково — всего на 4—6%.

Сопоставление результатов измерения деформаций показало, что остаточные деформации арматуры после разрыва при динамическом нагружении несколько превышают такие же деформации, выявленные при статических испытаниях. Равномерные остаточные деформации не уменьшились и даже немного увеличились. Опыты показали, что предварительное напряжение арматуры практически не повлияло на характер и величину изменения механических свойств стали при динамическом нагружении.

Результаты испытаний балок подтвердили возможность повышения их прочности при однократном кратковременном динамическом воздействии примерно в той же степени, в какой увеличивается предел текучести. Например, балки с арматурой класса А-II имели прочность в среднем на 23% выше, чем при статическом нагружении, а с арматурой класса А-III на 16%.

При воздействии на сооружение кратковременной нагрузки большой интенсивности в ряде случаев в конструкциях могут быть допущены значительные пластические деформации. Это в основном относится к тем конструкциям, которые в соответствии с эксплуатационными требованиями должны выдерживать однократное действие кратковременной нагрузки, не обрушаясь. В отдельных случаях к конструкциям, специально предназначенным для восприятия кратковременных динамических нагрузок, могут предъявляться более строгие требования, не допускающие возникновения существенных деформаций [105]. В связи с этим в новых нормах при расчете железобетонных конструкций по первому предельному

состоянию на однократное кратковременное (0,2 с и менее) воздействие усилий большой интенсивности допущено для горячекатаной стержневой арматуры классов А-I, А-II и А-III, имеющих четко выраженную площадку текучести, увеличивать значение расчетных сопротивлений этих классов арматуры путем их умножения на коэффициент условия работы m_{av} , учитывающий повышенные физические пределы текучести арматурной стали при больших скоростях загрузки. Для других классов арматуры, не имеющих площадки текучести, увеличение расчетного сопротивления не производится, так как условный предел текучести повышается незначительно. Значения коэффициента m_{av} приведены в табл. III.3.

Таблица III.3. Коэффициент условий работы m_{av} для определения расчетных сопротивлений арматуры при расчете железобетонных конструкций на однократное кратковременное воздействие усилий большой интенсивности

Вид арматуры	m_{av}
Горячекатаная гладкая класса А-I, группы марок «Сталь 3»	1,25
Горячекатаная периодического профиля класса А-II, марки «Сталь 5»	1,20
Горячекатаная периодического профиля класса А-III, марок 25Г2С и 35ГС	1,15

Примечание. Значение коэффициента m_{av} дано для случая, когда загрузка конструкции кратковременной расчетной нагрузкой происходит в течение 0,1—0,2 с. При более высоких скоростях загрузки значение коэффициента m_{av} может быть увеличено при соответствующем обосновании.

III.6. ВЫНОСЛИВОСТЬ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Периодический профиль стержневой арматуры, установленный ГОСТ 5781—61, обеспечивая надежное сцепление ее с бетоном, создает местную концентрацию напряжений в арматуре и, как следствие, приводит к снижению усталостной прочности арматуры. Уже первые исследования стержней периодического профиля, проводившиеся в ЦНИИС МТС И. А. Матаревым и в ЦНИПС Н. М. Мулиным, подтвердили это положение. Затем всесторонние исследования выносливости стержневой арматуры разных классов и марок стали проводились в НИИЖБ, ЦНИИС МТС, ЦНИСК, НИС Гидропроекта

и других научно-исследовательских организациях и высших учебных заведениях. В процессе этих исследований совершенствовалась методика проведения усталостных испытаний стержневой арматуры и оценки полученных результатов. Выявлялось влияние различных факторов на выносливость арматуры: химического состава и физико-механических свойств, масштабного фактора, сварки и др. Усталостная прочность арматуры устанавливалась в основном по результатам испытаний образцов стержней и сопоставлялась с результатами испытаний, полученных при исследовании выносливости железобетонных балок. Все эти вопросы, а также результаты испытаний подробно освещены в литературе [39, 57, 61, 62, 97, 98 и др.], поэтому в данной книге на них не останавливаемся.

На основании указанных исследований установлено, что диаграмма Велера, построенная в логарифмических координатах по результатам испытаний стержневой арматуры, имеет перелом с переходом наклонной части на горизонтальный участок. Наличие физического предела выносливости для стержневой арматуры подтверждалось испытанием образцов при числе циклов от $2 \cdot 10^6$ до $25 \cdot 10^6$ [97]. Как правило, у стержневой арматуры перелом диаграммы происходит при числе циклов, близких к $2 \cdot 10^6$ или даже меньшем. Получены достоверные данные о значении предела выносливости практически всех классов и видов стержневой арматуры, выпускаемой промышленностью, в зависимости от коэффициента асимметрии цикла. А. П. Кирилловым исследована изменчивость усталостной долговечности при напряжениях в арматуре выше предела выносливости. Установлено влияние сварных стыков и сварных соединений на выносливость стержневой арматуры. Показана идентичность усталостной долговечности арматуры в случаях испытания ее образцов или стержней в железобетонных балках.

Полученный материал позволил разработать новый подход к определению расчетных характеристик стержневой арматуры на выносливость.

В действующих Нормах проектирования железобетонных конструкций в зависимости от вида сооружений и их назначения применены различные приемы построения расчетных формул и способа нахождения расчетных характеристик. Однако в основу этих построений положены практически единые принципы. Величины расчетных сопротивлений на выносливость определяются на ба-

зе числа циклов, равной двум миллионам, и зависят практически от двух факторов: режима нагрузок, характеризуемого коэффициентом асимметрии цикла ρ_a , и класса (вида) арматуры. Ранее значения расчетных сопротивлений R_{ap} определялись по прямым результатам испытаний одной из нескольких серий образцов данного вида арматуры при заданном ρ_a . Этим в основном и объясняется некоторое расхождение абсолютных значений R_{ap} в различных нормативных документах.

Более надежным является метод, предусматривающий установление статистической взаимозависимости опытных значений пределов выносливости и асимметрии цикла. С этой целью были собраны материалы по результатам испытаний на усталость арматурной стали классов А-II, А-III и А-IV, проведенных в исследовательских организациях за последние годы (всего 117 серий при общем количестве образцов около 1250) [98].

Все экспериментальные значения для каждого класса арматуры наносились на графики, имеющие координаты: «предел выносливости — коэффициент асимметрии» (рис. III.13 и III.14)¹. Для проведения статистической корреляции были использованы координаты $\lg \sigma_p - \rho_a$. Это позволило выделить два прямолинейных участка для обработки с применением метода прямолинейной значений ρ_a от 0,25 до 0,9 и от +0,2 до -1. В результате обработки получены уравнения линии регрессии в логарифмических и обычных координатах, вычислены коэффициенты вариации и определены зоны доверительных интервалов в 2 и 3 стандарта, которые обеспечивают одностороннюю доверительную вероятность соответственно 0,977 и 0,9985.

В диапазоне коэффициентов асимметрии от -1 до +0,25 изменение величин усталостной прочности арматуры не зависит от ее механических характеристик, т. е. усталостная прочность практически одинакова для сталей классов А-II, А-III и А-IV. Кроме режима нагрузок здесь основное влияние оказывает периодический профиль стали. С увеличением коэффициента ρ_a влияние прочностных свойств стали становится более ощутимым. При $\rho_a = 0,85 \dots 0,9$ значения пределов выносливости приближаются к величинам временных сопротивлений каждого класса арматуры. Внутри класса влияние марки

¹ Работа проведена Н. М. Муллиным и В. П. Коневским.

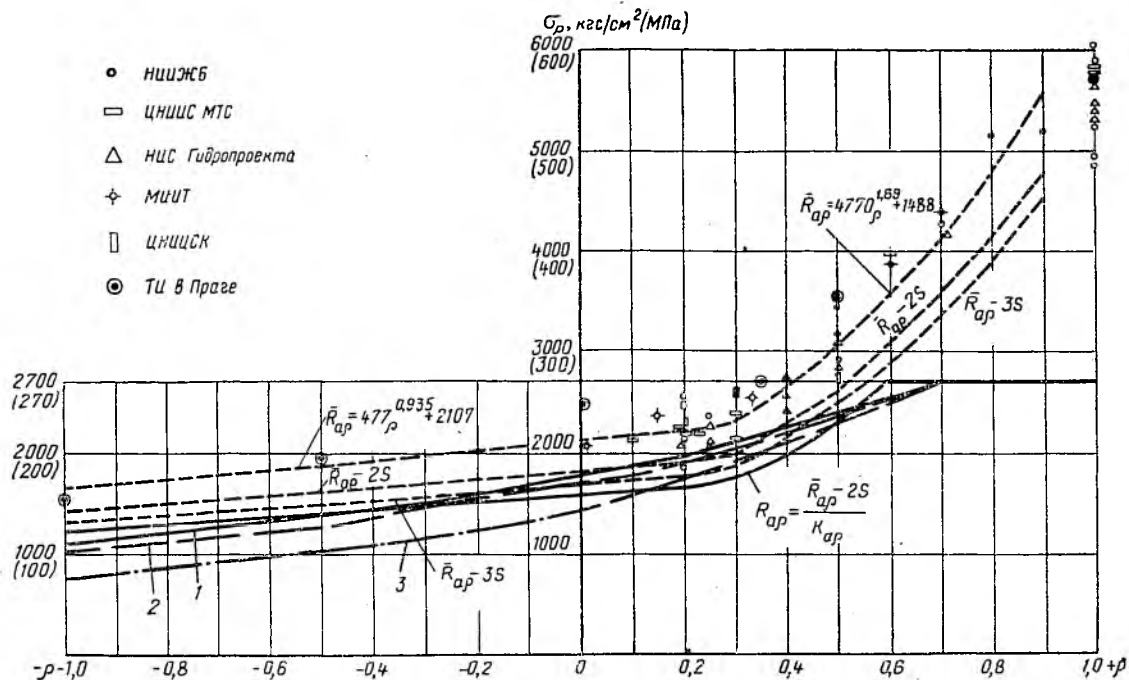


Рис. III.13. Экспериментальные и расчетные величины пределов выносливости арматурной стали класса А-II в стадии поставки

1 — по СНиП II-V.1-62; 2 — по СН 365-67; 3 — по СНиП II-И.14-68

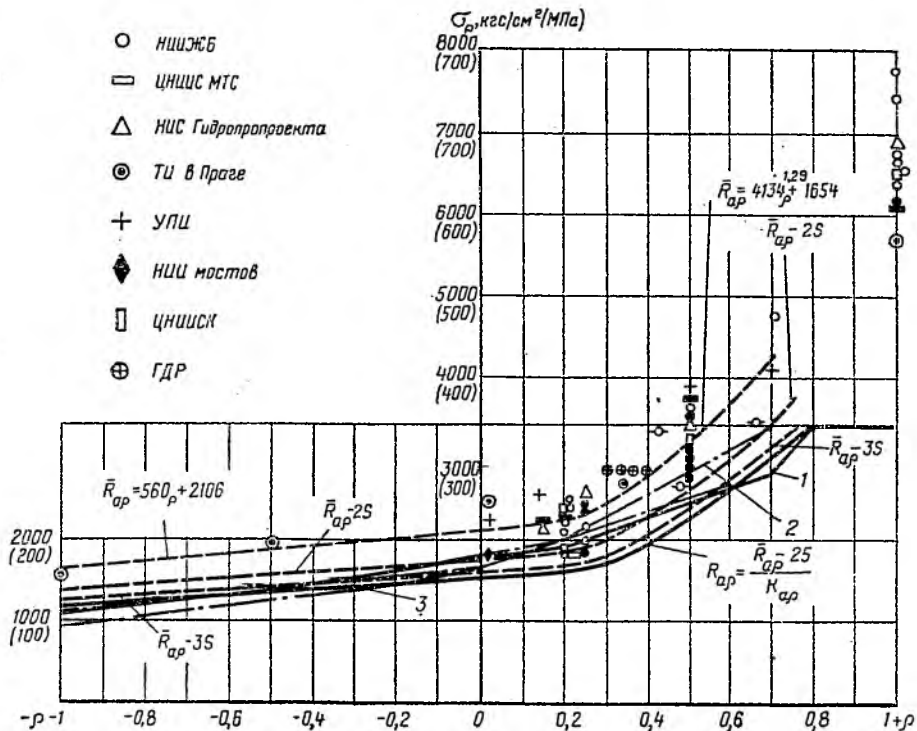


Рис. III.4. Экспериментальные и расчетные величины пределов выносливости арматурной стали класса А-III

1 — по СНиП II-V.1-62; 2 — по СН 365-67; 3 — по марки СНиП II-И.14-68; сталь марки 25Г2С — значки затушеваны; 35ГС — значки не затушеваны

стали, ее химического состава практически не сказывается на величине предела выносливости.

В соответствии с положениями главы СНиП II-A.10-72 (см. раздел 4.1) снижение усталостной прочности арматуры по отношению к прочности при статическом нагружении следует учитывать путем введения коэффициента условия работы, который определяется как отношение расчетного сопротивления арматуры на выносливость R_{ap} к ее основному значению R_a . Следовательно, при расчете железобетонных конструкций на выносливость расчетное сопротивление арматуры будет определяться как $R_{ap} = m_{ap} R_a$. Практически таким же способом определялось расчетное сопротивление арматуры на выносливость в главе СНиП II-B.1-62, где функцию m_{ap} выполнял коэффициент k_{ap} . Уточнение значений m_{ap} сводится к правильному назначению величины R_{ap} , надежность которой должна быть гарантирована в той же степени, что и величины R_a .

За основу были приняты среднестатистические значения предела выносливости \bar{R}_{ap} арматурной стали данного класса, которые определяются по линии регрессии, установленной на основании экспериментальных данных о пределе выносливости рассматриваемой арматуры при различных значениях характеристики цикла. Тогда величина расчетного сопротивления арматуры на выносливость может быть определена по той же методике, что и основного расчетного сопротивления арматуры:

$$R_{ap} = \frac{\bar{R}_{ap} - nS}{k_{ap}},$$

где S — стандарт (среднеквадратическое отклонение);

n — число стандартов;

k_{ap} — коэффициент безопасности арматуры.

Числитель этого выражения при $n=2$ можно рассматривать как своего рода «браковочный минимум» предела выносливости (экспериментальные значения ниже его практически не встречаются). Поэтому можно принять значение $\bar{R}_{ap} - 2S = R_{ap}^H$ за нормативное сопротивление арматуры на выносливость. Коэффициенты безопасности арматуры k_{ap} следует принять равными основным значениям k_a , установленным для данного класса арматуры. Таким образом, надежность определения величины R_{ap} будет практически такой же, что и R_a .

При этом значения R_{ap} оказались меньшими, чем $\bar{R}_{ap} - 3S$ (см. рис. III.12 и III.13). При $k_{ap} = k_a$ получим

$$m_{ap} = \frac{R_{ap}}{R_a} = \frac{(\bar{R}_{ap} - 2S) k_a}{k_{ap} R_a^H} = \frac{\bar{R}_{ap} - 2S}{R_a^H} = \frac{R_{ap}^H}{R_a^H}.$$

Значения коэффициентов условия работы арматуры на выносливость при базе $2 \cdot 10^6$ циклов, рассчитанные по предложенной методике и принятые в новых Нормах, приведены в табл. III.4.

Имеются железобетонные конструкции, для которых заведомо известно, что число повторных загрузений никогда не достигнет $2 \cdot 10^6$ циклов. Для этих конструкций

Таблица III.4. Коэффициенты условия работы m_{ap} для определения расчетных сопротивлений стержневой арматуры при расчете железобетонных конструкций на выносливость

Арматура	Значения коэффициента m_{ap} при ρ , равном								
	-1	-0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
Гладкая класса А-I из сталей марок группы Ст3	0,45	0,7	0,8	0,85	1	1	1	1	1
Периодического профиля класса А-II из сталей марок группы Ст5 и 18Г2С стали	0,45	0,55	0,6	0,65	0,75	1	1	1	1
То же, марки 10ГТ*	—	—	0,8	0,85	0,95	1	1	1	1
Периодического профиля класса А-III	0,35	0,4	0,45	0,5	0,6	0,9	1	1	1
Периодического профиля класса А-IV	—	—	—	—	0,4	0,75	0,95	1	1
Периодического профиля класса А-V	—	—	—	—	0,3	0,6	0,85	0,95	1

* Новый периодический профиль.

значения m_{ap} могут быть увеличены. Исследования А. П. Кириллова [57] показали, что направление линий выносливости стержневой арматуры периодического профиля таково, что в координатах $\sigma_a - \lg n$ они пересекают ось ординат в точках, которые превышают величины временных сопротивлений данной стали в 1,2—2,4 раза (рис. III.15). При этом нижнее значение гарантирует высокую доверительную вероятность этого превышения. Таким образом, если число циклов загрузки конструкции будет заведомо меньше $2 \cdot 10^6$, то значение коэффициента условия работы арматуры следует определять по формуле

$$m_{apn} = 3,2 - \frac{\lg n}{\lg 2 \cdot 10^6} (3,2 - m_{ap}).$$

При числе циклов, меньшем 10^5 , в расчетах можно не учитывать снижение усталостной прочности арматуры, так как при этом величина R_{ap} всегда больше R_a . Поскольку кривая Велера асимптотически приближается к абсолютному значению предела выносливости при бесконечном числе циклов, то в области ее «горизонтального» участка должно наблюдаться некоторое снижение усталостной прочности (см. рис. III.14). Поэтому для конструкций, число циклов нагружения которых составляет 10^7 , следует уменьшать значение коэффициента m_{ap} на 10% и при числе циклов 10^8 — на 20%.

Сварные соединения, являясь дополнительным концентратором напряжений, могут снижать усталостную прочность арматуры. В результате обобщения экспериментальных данных по выносливости сварных соединений арматуры, полученных ЦНИИСК, ЦНИС МТС и НИСГидропроекта, было установлено, что дополнительное снижение выносливости арматуры, имеющей сварные соединения, следует учитывать путем введения коэффициента m_{pc} , зависящего от типа сварного соединения, класса и марки стали, диаметра стержней и коэффициента асимметрии цикла, который не учитывался раньше в Нормах. Значения коэффициента m_{pc} приведены в табл. III.5.

Сварные соединения подразделены по величине усталостной прочности на три группы. К группе I отнесены стыковые соединения, выполненные контактной сваркой, с механической обработкой места сварки, или аналогич-

ные соединения стержней, концы которых до сварки зачищаются до получения цилиндрической поверхности. В группу II входят сварные соединения, выполненные:

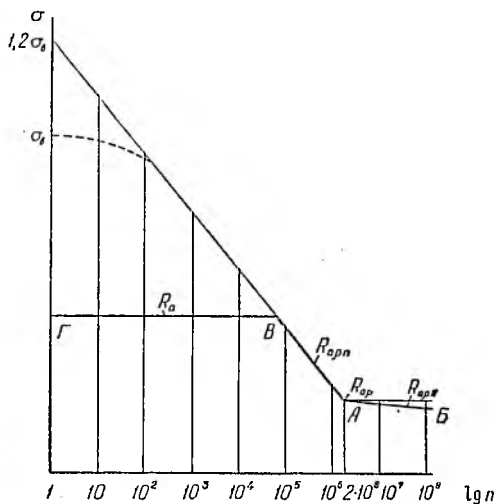


Рис. III.15. Схема к определению расчетных сопротивлений арматуры на выносливость

контактной стыковой сваркой без зачистки, ванной одноэлектродной сваркой в инвентарной медной форме с гладкой внутренней поверхностью или на стальных уд-

Таблица III.5. Коэффициенты условия работы m_{pc} для определения расчетных сопротивлений стержневой арматуры со сварными соединениями при расчете железобетонных конструкций на выносливость

Класс арматуры	Группа сварных соединений	Значения коэффициента m_{pc} при ρ , равном						
		0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
А-I и А-II	I	0,9	0,95	1	1	1	1	1
	II	0,65	0,7	0,75	0,9	1	1	1
	III	0,25	0,3	0,35	0,5	0,65	0,85	1
А-III	I	0,9	0,95	1	1	1	1	1
	II	0,6	0,65	0,65	0,7	0,75	0,85	1
	III	0,2	0,25	0,3	0,45	0,6	0,8	1

линенных желобчатых накладках, а также крестообразные соединения стержней, выполненные контактной точечной сваркой. В группу III входят стыковые сварные соединения, выполненные дуговой сваркой фланговыми швами с круглыми накладками и дуговой ванной многоэлектродной сваркой с желобчатой стальной подкладкой.

Значения коэффициента m_{pc} , приведенные в таблице, следует снижать при диаметре стержней более 20 мм на 10%, а более 32 мм — на 20%.

Необходимость повышения усталостной прочности стержневой арматуры периодического профиля общепризнана. В этом направлении за последнее время проведено много исследований и достигнуты положительные результаты как у нас в стране, так и за рубежом. Испытания стержневой арматуры периодического профиля показали, что наиболее опасным очагом концентрации напряжений является место примыкания поперечных выступов к продольным ребрам. В связи с этим стремятся сводить на нет поперечные выступы при их подходе к продольным ребрам.

Новые типы стержней периодического профиля, у которых поперечные выступы не доходят до продольных ребер (они вообще могут отсутствовать), предложены Б. Я. Рискиндом, С. М. Скоробогатовым, Л. В. Щербаковым [115] и др. Аналогичные профили исследовались в ЧССР и НРБ. В Англии выпускается арматура типа Ni-Bond-A, у которой выступы тоже не доходят до продольных ребер. Однако, если сведением на нет поперечных выступов удалось в значительной степени избавиться от появления концентраторов напряжений, то достаточно опасным для раннего зарождения усталостного пятна остается место сопряжения выступов с телом стержня. Поэтому необходимо усовершенствовать геометрию поперечных элементов профиля.

Теоретический расчет концентраций напряжений достаточно сложен и условен. С. М. Скоробогатовым предложен оригинальный подход к расчету концентратора напряжений у арматуры периодического профиля. Однако результаты теоретических расчетов во всех случаях необходимо сопоставлять с опытными данными.

В НИИЖБ разработка нового профиля началась со специально поставленных исследований стальных точечных образцов с поперечными выступами разнообразной

формы и размеров [97]. Исследования имели целью выявить влияние элементов и параметров профиля на механические, главным образом усталостные, свойства арматуры и сцепление ее с бетоном. Испытания 16 серий образцов показали, что геометрия профиля весьма существенно влияет на величину предела выносливости арматуры. При этом в наибольшей степени проявляется влияние высоты поперечных выступов h_b и радиуса их сопряжения с цилиндрической поверхностью r_b [97]. В меньшей степени сказывается влияние расстояния между выступами t_b и ширины их b_b .

При уменьшении высоты выступов, увеличении радиуса сопряжения поперечных выступов с телом стержня, увеличении расстояния между выступами и уменьшении ширины выступов предел выносливости повышается. Изменения угла наклона поперечных винтообразных выступов к оси стержня на выносливости арматуры не сказались.

Было установлено оптимальное соотношение между высотой выступов h_b и радиусом r_b , а именно $r_b = 10h_b$.

С получением этих данных, а также после определения совместно со специалистами макеевского металлургического завода им. С. М. Кирова условий проката стало возможным перейти к следующему этапу работ — разработке новых типов профилей. Поперечный профиль вдоль образующей стержня предложено составлять из двух чередующихся элементов: полукруглых пологих углублений и небольших выступов. Пологие углубления (впадины) обеспечивают плавный переход поперечных выступов к цилиндрическому телу стержня. Радиус впадин примерно в 10 раз больше их глубины. Поперечные выступы (гребни) представляют собой достаточно надежные анкеры и в сочетании с впадинами обеспечивают высокое сцепление арматуры с бетоном. Такой принцип поперечного профилирования был условно назван «впадина — гребень». Периодический профиль имеет винтообразное направление поперечных элементов. Оказалось возможным сконструировать три варианта профиля. В первом — размеры и очертания впадин и гребней по длине винтовой линии остаются неизменными и соединяются с продольными ребрами. Во втором — впадины остаются неизменными, а гребни имеют серповидную форму по сечению стержня. В третьем варианте гребни и впадины сводятся на нет у продольных ребер. Был проведен

прокат на Макеевском металлургическом заводе опытно-промышленных партий арматуры с различными видами профиля [97]. Кроме указанных трех вариантов нового профиля прокатывались круглые стержни, стержни со стандартным профилем и его разновидности, два варианта зарубежных профилей (Английский профиль Hi-Bond-A) и др. Было прокатано около 2000 т арматуры, что позволило проверить технологичность профилей и их изменчивость в процессе производства.

Усталостные испытания новых видов стержневой арматуры велись при двух значениях коэффициента асимметрии: 0,2 и 0,5. Как и следовало ожидать, влияние профиля сказалось в наибольшей степени при $\rho=0,2$. Предел выносливости всех трех типов нового профиля «впадина — гребень» оказался практически одинаковым и превышал в среднем на 43% выносливость стандартных профилей, а английского профиля на 20%. С повышением асимметрии цикла до $\rho=0,5$ значения пределов выносливости возрастают, однако влияние типа профиля на их величины остается почти таким же.

Исследования механических свойств и сцепления прокатной арматуры с бетоном позволили выбрать оптимальный тип профиля — второй вариант «впадина—гребень» (см. рис. II.13). Геометрические характеристики его были уточнены по результатам опытной прокатки, что позволило разработать сортамент такой арматуры, который вошел в ЧМТУ 1-944-70. Массовый выпуск арматуры с новым профилем производится из стали 10ГТ. Исследования выносливости стержней разного диаметра и их сварных соединений позволили установить значения коэффициентов условия работы m_{ap} (см. табл. III.4). В настоящее время определяется целесообразность прокатки стержневой арматуры более высоких классов с новым периодическим профилем.

III.7. КОРРОЗИЯ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Стальная арматура обычно находится под защитой бетона, который может быть изготовлен достаточно прочным и стойким к агрессивным воздействиям среды. Многолетняя практика эксплуатации железобетонных конструкций и сооружений подтвердила репутацию же-

лезобетона как долговечного материала. Однако известно немало фактов, когда происходят местные повреждения, а иногда и значительные разрушения этих конструкций от коррозии.

Коррозия арматуры обычно начинается после разрушения бетона защитного слоя. Если бетон не обладает достаточными защитными свойствами, развитие коррозии может начаться с арматуры. При этом возможно последующее разрушение бетона под действием давления, вызванного ржавлением арматуры.

Защитные свойства бетона по отношению к арматуре зависят как от химической природы бетона, так и от его проницаемости для агрессивных агентов. Первые определяются видом вяжущих и добавок, а также режимом твердения; вторые — толщиной и плотностью защитного слоя бетона, а также шириной образующихся в нем трещин.

Важно правильно оценить степень опасности того или иного агрессивного воздействия на бетон и арматуру и в соответствии с этим выбрать рациональный способ обеспечения необходимой долговечности конструкций с учетом способа армирования и вида арматурной стали.

Коррозия арматуры в бетоне является частным случаем многообразного явления коррозии металлов и может проявляться в виде [2]: сплошной (общей) коррозии, которая охватывает всю поверхность металла, будучи равномерной или неравномерной по глубине; местной коррозии, которая поражает лишь отдельные участки поверхности металла в виде пятен, язв или коррозионных трещин.

В конечном счете развитие коррозии арматуры в зависимости от условий ее работы и свойств металла может привести к наступлению преждевременного пластического течения стержней или к их хрупкому обрыву. Поэтому важно знать характер изменения механических свойств арматурных сталей в процессе коррозии, а не ограничиваться определением потерь массы и глубины коррозионного поражения. С. Н. Алексеев предлагает различать три вида коррозии арматуры:

обычную (сплошную или местную), не сопровождающуюся заметным изменением прочностных и пластических свойств самой стали;

язвенную, приводящую к охрупчиванию стали;

коррозионное растрескивание, вызывающее преждевременный хрупкий обрыв стержней.

Для горячекатаной стержневой арматуры классов А-I, А-II и А-III характерен первый вид коррозии. При этом падение прочности в результате коррозии пропорционально уменьшению сечения, а пластичность почти не снижается.

Различие в химическом составе сталей рассматриваемых классов не повлияло заметно на коррозионную стойкость арматуры, так же как и их способ выплавки и степень раскисления. Растягивающие напряжения практически не ускоряют и не изменяют характера коррозии. Арматура этих классов не склонна к коррозионному растрескиванию. Таким образом, в случае применения горячекатаной ненапрягаемой стержневой арматуры приходится считаться лишь с поверхностной коррозией, которая для нее менее опасна, чем для других видов арматуры, имеющих малый диаметр. При воздействии на конструкции агрессивных сред целесообразно применять стержни более крупного диаметра, для которых удельный вес потерь площади стержня от коррозии меньше.

Напрягаемая стержневая арматура, которая имеет невысокие пластические характеристики, может быть склонна к хрупкому коррозионному разрушению. При определенных условиях растягивающие напряжения интенсифицируют развитие местных поражений язвенного характера, что приводит к коррозионной хрупкости арматуры. Это наиболее опасно для стержней малого диаметра. Особым случаем коррозии под напряжением является коррозионное растрескивание, которое может развиваться скрыто, не вызывая повреждений защитного слоя бетона, но приводящего к внезапному разрушению конструкций. Коррозионное растрескивание арматуры может быть результатом либо избирательного анодного растворения железа в зоне дна концентраторов напряжений и развивающихся микротрещин, либо наводороживания.

Все виды напрягаемой арматуры классов Ат-IV, А-V, Ат-VI, Ат-VII и Атк склонны к коррозионному растрескиванию, что можно выявить путем ускоренных испытаний арматуры под напряжением в кипящем нитратном растворе, позволяющих судить лишь об относительной стойкости различных видов арматуры. Поэтому результаты таких испытаний не могут полностью отразить действительное поведение арматуры в конструкциях. Установлено [2, 4], что с уменьшением класса прочности

и уровня напряжений увеличивается время до растрескивания термически упрочненной арматуры. Следовательно, арматура классов Ат-IV и Ат-V более стойка, чем арматура классов Ат-VI и Атк.

Существует величина «критического» напряжения, ниже которого скорость растрескивания резко замедляется и не представляет практической опасности. Эта величина зависит от химического состава стали, режима термообработки и уровня прочности арматуры [3]. Следует отметить, что ненапряженные образцы такой арматуры после кипячения в нитратном растворе не обнаружили склонности к коррозионному растрескиванию и практически не изменили своих механических характеристик. Горячекатаные арматурные стали класса А-IV при высоком уровне напряжений (обычно выше расчетного сопротивления) иногда обнаруживают склонность к коррозионному растрескиванию. Электротермический нагрев арматуры при натяжении, являясь дополнительным отпуском, повышает стойкость арматуры к коррозионному растрескиванию. В настоящее время проводятся работы по созданию напрягаемой высокопрочной стержневой арматуры, стойкой к коррозионному растрескиванию [118]. Впредь до их окончания целесообразно организовывать массовое производство арматуры классов Ат-VII и Атк.

Для предупреждения возможных коррозионных поражений стержневой арматуры необходимо обеспечить ее надежную защиту бетоном.

По всем данным, нормальный плотный бетон на портландцементе без вредных для стали добавок обеспечивает в условиях эксплуатации длительную сохранность пассивного состояния поверхности стали и, тем самым, предотвращает коррозию арматуры (включая коррозионное растрескивание). Однако при повышении агрессивности среды приходится считаться со склонностью арматуры к коррозионным поражениям. Поэтому приходится увеличивать толщину защитного слоя и плотность бетона, не допускать появления трещин или ограничивать ширину их раскрытия, а в особых случаях применять защитные покрытия поверхности бетона.

При производстве конструкций из пористых бетонов (ячеистых, теплоизоляционных и т. п.) следует использовать защитные покрытия самой арматуры.

Детальное исследование коррозии арматуры в местах

образования трещин в бетоне показало, что она связана с облегченной диффузией кислых газов и электролитов не только в самой трещине, но и на участках арматуры с нарушенным сцеплением по обе стороны от трещины. Для гладкой арматуры длина этих участков может быть значительной и достигать 2—6 см в зависимости от ширины раскрытия трещины, длительности и степени агрессивного воздействия [2]. По сравнению с гладкой арматура периодического профиля имеет существенные преимущества. Выступы арматуры заставляют депланировать сечение бетона в трещине (рис. III.16), в результате чего у поверхности стержня ширина ее раскрытия меньше и может составить 0,33—0,5 ширины трещины на наружной грани бетона. Кроме того, даже после нарушения сцепления бетона с поверхностью стержня поперечные выступы могут еще «зацепляться» за бетон, отгораживая образовавшиеся полости от трещины и предотвращая тем самым проникание вдоль стержня агрессивной среды. Однако возникающие при этом внутренние трещины в бетоне могут снизить проницаемость бетона защитного слоя.

Исследования показали, что в начале наблюдается ускоренный процесс коррозии в трещине, который обычно затухает в результате появления уплотняющихся продуктов коррозии. Скорость затухания и глубина коррозионных поражений зависят от ширины раскрытия трещин и степени агрессивности среды. Характерно, что при малой ширине раскрытия трещин (0,1—0,5 мм) в начальный период не наблюдается коррозионных поражений (рис. III.17), т. е. кратковременное раскрытие трещин небольшой ширины не столь опасно. Длительные испытания балок с трещинами в агрессивной среде промышленных объектов пока что не выявили коррозионного растрескивания термически упрочненной арматуры, хотя и показали склонность ее к коррозионному охрупчиванию при местном язвенном поражении на участке трещин.

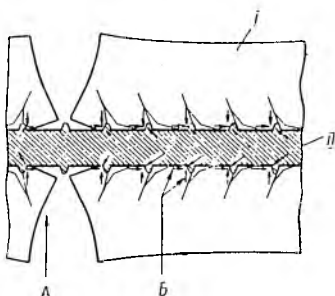
При назначении допустимой ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях и обосновании надежности работы арматуры необходимо учитывать:

во-первых, многолетний опыт эксплуатации в различных условиях конструкций с трещинами, результаты статистической обработки величин их раскрытия, данные обследования аварийных конструкций;

во-вторых, результаты лабораторных и натуральных экспериментов по коррозии арматуры всех классов при воздействии различных по виду и степени агрессивности сред, исследования пассивирующих свойств бетона, вли-

Рис. III.16. Схема деформации бетона около стержня периодического профиля после образования трещин

I — бетон; II — стержень периодического профиля; А — главная трещина; Б — внутренние трещины

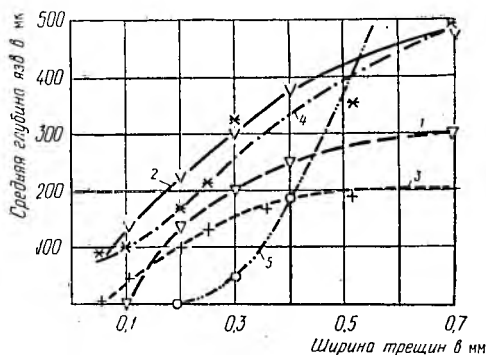


яния толщины защитного слоя и его проницаемости, а также роли защитных покрытий;

в-третьих, характер и длительность приложения нагрузки, уровень напряжений в арматуре, виды воздейст-

Рис. III.17. Влияние ширины трещин на степень коррозии арматуры [3]

при периодическом увлажнении пресной водой: 1 — за 6 месяцев; 2 — за 3 года; при 100 циклах увлажнения водой в год; 3 — за один год; 4 — за 4,5 года; 5 — при капиллярном подсосе раствора солей (NaCl и Na_2SO_4)



вий и особенности условий эксплуатации конструкций, включая требования по водонепроницаемости и т. п.;

в-четвертых, сложившуюся систему нормирования ширины раскрытия трещин и защитных мероприятий за рубежом и у нас в стране, новые предложения и рекомендации по их назначению, а также соображения эстетического порядка.

В табл. III.6 приведены требования к железобетонным

Таблица III.6. Требования к железобетонным конструкциям со стержневой арматурой, эксплуатируемым в неагрессивных (нормальных) и агрессивных газовых средах, по категории трещиностойкости и допустимой ширине раскрытия трещин

Степень агрессивности среды	Ненапрягаемая арматура классов	Напрягаемая арматура классов				
	A-I, A-II и A-III	A-IIв и A-IIIв	A-IV	A-V	At-IV, At-V	At-VI
Неагрессивная	$\frac{-}{0,3} \left[\frac{3}{0,3} \right]$	$\frac{3}{0,3} \left[\frac{3}{0,3} \right]$	$\frac{3}{0,3} \left[\frac{3}{0,3} \right]$	$\frac{3}{0,2} \left[\frac{3}{0,3} \right]$	$\frac{3}{0,2} \left[\frac{3}{0,3} \right]$	$\frac{2}{-} \left[\frac{2}{0,15} \right]$
Слабая	$\frac{-}{0,2} \left[\frac{3}{0,2(0,25)} \right]$	$\frac{3}{0,2} \left[\frac{3}{0,2(0,25)} \right]$	$\frac{3}{0,2} \left[\frac{3}{0,2(0,25)} \right]$	$\frac{3}{0,1} \left[\frac{3}{0,1(0,15)} \right]$	$\frac{2}{-} \left[\frac{3}{0,1(0,15)} \right]$	$\frac{2}{-} \left[\frac{2}{-(0,05)} \right]$
Средняя	$\frac{-}{0,2} \left[\frac{3}{0,15(0,20)} \right]$	$\frac{3}{0,2} \left[\frac{3}{0,15(0,2)} \right]$	$\frac{3}{0,1} \left[\frac{3}{0,15(0,2)} \right]$	$\frac{2}{-} \left[\frac{1}{-} \right]$	$\frac{1}{-} \left[\frac{1}{-} \right]$	$\frac{1}{-} \left[\frac{1}{-} \right]$
Сильная	$\frac{-}{0,1} \left[\frac{3}{0,1(0,15)} \right]$	$\frac{2}{0,1} \left[\frac{2}{0,1} \right]$	$\frac{2}{-} \left[\frac{2}{-(0,1)} \right]$	$\frac{1}{-} \left[\begin{array}{l} \text{Не ре-} \\ \text{комен-} \\ \text{дуется} \end{array} \right]$	Не допускается к применению	

Примечания: 1. Над чертой указана категория конструкций по трещиностойкости; под чертой — допустимая ширина раскрытия трещин, мм.

2. Значения в квадратных скобках установлены по новым редакциям глав СНиП; значения без квадратных скобок — по действующим нормативным документам.

3. В круглых скобках указано значение допускаемой кратковременной ширины раскрытия трещин при полной нормативной нагрузке.

конструкциям со стержневой арматурой, эксплуатируемым в неагрессивных (нормальных) и агрессивных средах, по категории трещиностойкости и допускаемой ширине раскрытия трещин, установленные в действовавших нормативных документах, а также в новых главах СНиП. В основном отличие между ними заключается в том, что для конструкций второй категории трещиностойкости допускается кратковременное раскрытие трещин ограниченной ширины, которые должны надежно закрываться при длительных воздействиях (нагрузках). Конструкции с ненапряженной арматурой отнесены к третьей категории трещиностойкости, для которой ограничивается длительное раскрытие трещин при длительно действующих нормативных нагрузках. При этом для обычных и преднапряженных конструкций третьей категории трещиностойкости, эксплуатируемых в агрессивных средах, устанавливается допускаемая ширина раскрытия трещин при полной нормативной нагрузке, которая подсчитывается как сумма ширины раскрытия при длительной нагрузке и ширины кратковременного раскрытия за счет приращения нагрузки до уровня нормативной. Кроме того, для указанных конструкций необходимо соблюдать дополнительные меры по защите арматуры (специальные требования к плотности бетона и толщине защитного слоя).

Для конструкций, находящихся под давлением жидкости или сыпучих материалов, следует снижать допускаемую ширину раскрытия трещин. Допускаемая ширина может быть увеличена при специальном обосновании не более чем на 0,1 мм для конструкций, в которых допущено длительное раскрытие трещин, а также при расчете элементов на нагрузки, действующие в стадии транспортирования и монтажа.

Глава IV. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ И ОДНОРОДНОСТЬ СВОЙСТВ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

IV.1. МЕТОДЫ НАЗНАЧЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК

Наиболее полное использование свойств арматурных сталей в первую очередь предопределяется методом расчета самих железобетонных конструкций и способом назначения расчетных характеристик арматуры.

В связи с этим рассмотрим основные положения методов расчета железобетонных конструкций — по допускаемым напряжениям, по разрушающим нагрузкам и по расчетным предельным состояниям — согласно положениям СНиП II-V.1-62 и новым нормам.

До 1938 г. у нас применялся метод расчета по допускаемым напряжениям («классическая» теория). Расчет железобетонных сечений в принципе несущественно отличался от расчета изотропных материалов. Считалось, что от действия эксплуатационных нагрузок напряжения в бетоне и арматуре должны быть меньшими или равными соответствующим допускаемым напряжениям σ_b и σ_a (рис. IV.1, а). Допускаемые напряжения в арматуре назначались путем деления среднего предела текучести σ_t , наиболее часто получаемого на практике, на коэффициент запаса K_a . Для стали марки Ст3, например, допускаемое напряжение принималось равным 2300 кгс/см² (230 МПа), а стали марки Ст5 — 3000 кгс/см² (300 МПа). Коэффициент же запаса по материалам $K_a = \frac{\sigma_m}{N_a}$ (N_a — напряжения в арматуре от нагрузки) в зависимости от вида учитываемых нагрузок изменялся обычно в пределах от 1,6 до 2,2. Испытания железобетонных конструкций до разрушения показали, что из-за несоответствия положений классической теории действительной работе железобетона коэффициент запаса для конструкций K_f фактически составлял 2,2—3.

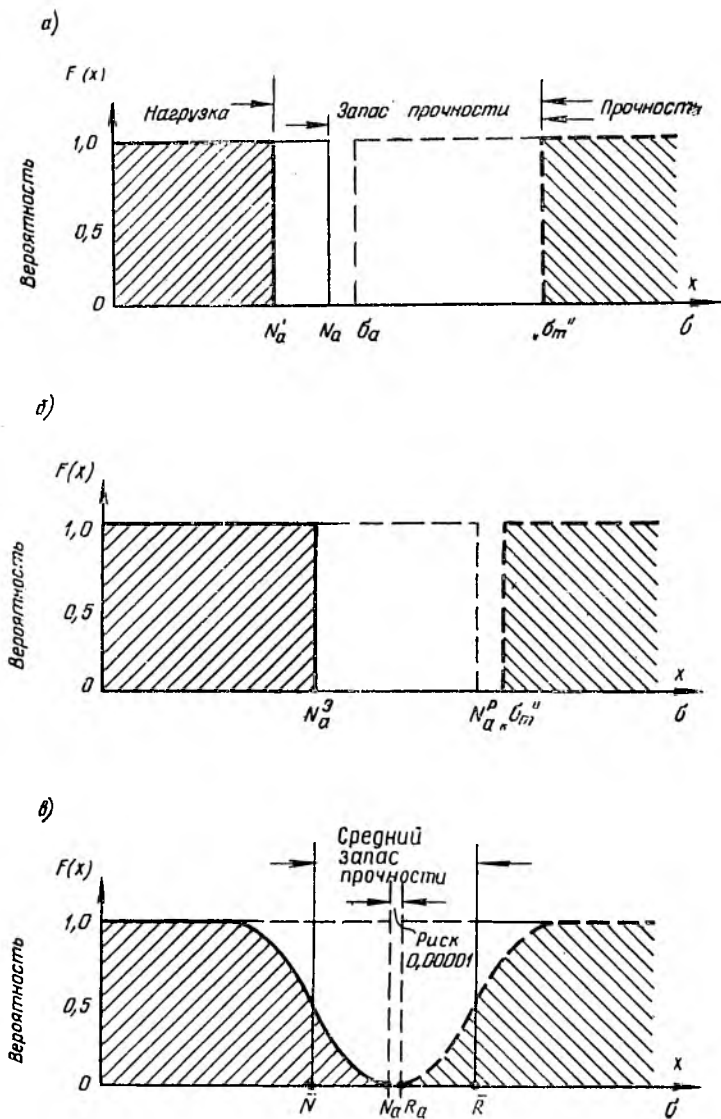


Рис. IV.1. Зависимость прочности от нагрузки при расчете железобетонных конструкций

а — по «классической» теории; б — по разрушающим нагрузкам; в — по предельным состояниям

При расчете железобетонных элементов по стадии разрушения (ОСТ-90003 и НИТУ 3-49) исходят из предположения, что бетон и арматура, работая совместно, уже достигли пластического состояния. Поэтому в расчетные формулы вводятся разрушающие усилия (напряжения), а также предел прочности бетона и расчетный предел текучести арматуры σ_T . Последний принимался равным среднестатистическому его значению. Для его определения было необходимо получить данные об изменчивости предела текучести арматуры. Средние его значения, как известно, не зависят существенно от длины отрезка вариационного ряда (объема выборки), однако неопределенность в оценке этой величины возрастает с уменьшением этого отрезка. Например, для арматуры из стали марки Ст3 вначале было принято $\sigma_T = 2500$ кгс/см², а после уточнения — 2850 кгс/см². Для арматуры из стали Ст5 установили $\sigma_T = 3500$ кгс/см², класса А-III — 4500 кгс/см², а класса А-IV — 6500 кгс/см². Проведенные в дальнейшем тщательные исследования изменчивости свойств указанных видов арматуры показали, что ошибка в определении средней величины σ_T не превышала 2—5%. При расчете по стадии разрушения требовалось, в частности, чтобы напряжения в арматуре от действия разрушающей нагрузки, которая устанавливалась путем умножения эксплуатационной нагрузки на коэффициент запаса K , были меньше или равны расчетному пределу текучести арматуры σ_T (рис. IV.1, б). В данном случае расчетные коэффициенты запаса вводились в прямом виде и принимались, в зависимости от соотношений усилий и воздействий на конструкции, дифференцированными от 1,6 до 2,2. При этом действительная степень использования свойств металла была выше, чем при расчете конструкций по «классической» теории.

Дальнейшим шагом вперед был переход в 1955 г. к методу расчета по предельным состояниям. Расчет по разрушающим нагрузкам с помощью единого коэффициента запаса должен был учесть все факторы, влияющие на исчерпание несущей способности конструкции, которое в действительности может произойти как за счет увеличения самой нагрузки, так и от снижения прочностных характеристик материалов. Возможные изменения нагрузки и прочностных характеристик материалов по-разному влияют на исчерпание несущей способности. Принцип нового метода заключается в том, что расчет-

ное предельное состояние конструкции по прочности в частном случае наступает, когда напряжения в арматуре от максимально возможной нагрузки, установленной с доверительной вероятностью 0,998, будут равными минимальному значению предела текучести, установленному также с доверительной вероятностью 0,998 (рис. IV.1, в). В этот момент коэффициент запаса (K_v) практически равен единице, а риск разрушения ничтожен ($\leq 0,00001$). Следует отметить, что средний коэффициент запаса, равный отношению среднего значения предела текучести \bar{R}_a к напряжению в арматуре при эксплуатационной (средней) нагрузке, стал составлять уже 1,4—1,8.

Новый метод расчета базируется на теории вероятностей, изучающей закономерности случайных явлений или событий (теоретическое распределение случайных величин), а также математической статистике, занимающейся изучением правил получения, обработки и толкования характеристик эмпирического распределения.

Надежность и объективная ценность всех практических расчетов, выполненных с применением аппарата теории вероятностей, определяется качеством и количеством экспериментальных данных, на базе которых эти расчеты выполнены.

До настоящего времени мы не располагаем исчерпывающими экспериментальными данными об изменчивости свойств арматуры как в состоянии поставки и в процессе ее заготовки, так и при работе в железобетонных конструкциях в зависимости от условий их эксплуатации. Поэтому при практических расчетах приходится использовать «полувероятностный» метод.

Согласно положениям главы СНиП II-A.10-71, основным параметром сопротивления материалов силовым воздействиям является нормативное сопротивление R^H , установленное нормами проектирования строительных конструкций, с учетом условий контроля и статистической изменчивости сопротивления. Практически величина нормативного сопротивления стержневой арматуры R_a^H принимается равной величине контрольной или браковочной характеристики предела текучести (физического или условного), установленной соответствующим государственным стандартом на арматурную сталь. Доверительная вероятность (обеспеченность) величины норма-

тивного сопротивления должна быть не менее 0,95. (рис. IV.2).

Изменчивость предела текучести стержневой арматуры разных классов и марок стали оценивалась по данным генерального распределения, полученного на основании многочисленных результатов сдаточных и конт-

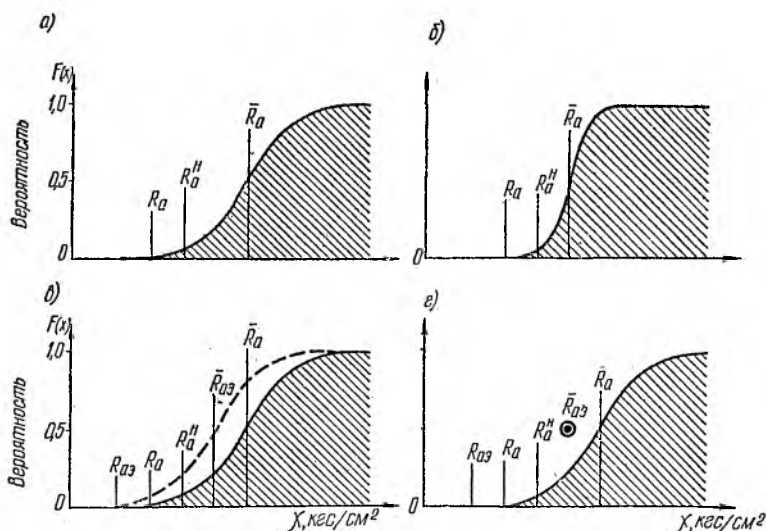


Рис. IV.2. Схемы определения расчетных сопротивлений стержневой арматуры

$$\begin{aligned}
 a - \text{при } R_a = \frac{R_a^H}{K_a} = \bar{R}_a - 3\sigma; \quad б - \text{при } R_a = \frac{R_a^H}{K_a} < \bar{R}_a - 3\sigma; \quad в - \text{при } m_a = \\
 = \frac{R_{a,э}}{R_a} \text{ и } \sigma_{a,э} = \sigma_a; \quad г - \text{при } m_a = \frac{\bar{R}_{a,э}}{\bar{R}_a}, \text{ когда } \sigma_{a,э} \text{ неизвестно}
 \end{aligned}$$

рольных испытаний образцов арматуры. Было установлено, что принятые величины нормативных сопротивлений гарантируются в основном с доверительной вероятностью 0,977, хотя у некоторых марок и классов стержневой арматуры доверительная вероятность может изменяться в пределах 0,95—0,98.

Таким образом, нормативное сопротивление арматуры характеризует ее свойства в состоянии поставки (исходные свойства) и является статистической характери-

стикой этих свойств. Это позволяет наиболее экономично использовать действительные свойства металла и учитывать их изменения в процессе производства по мере накопления данных. Например, детальное исследование многочисленных испытаний арматуры из стали марки ВСт5сп позволило увеличить значение нормативного сопротивления (браковочного минимума) с 2800 до 3000 кгс/см² (300 МПа).

Расчетное сопротивление арматуры R_a определяется путем деления соответствующих нормативных сопротивлений на коэффициент безопасности арматуры K_a , численное значение которого устанавливают в зависимости от свойств стали, ее статистической изменчивости, а также нестатистических факторов.

Принципиально новым является введение в новых нормах коэффициента безопасности вместо коэффициента однородности. Следует отметить, что для арматурных сталей коэффициент однородности носил условный характер по двум причинам: во-первых, он устанавливался как отношение $\frac{\bar{R}_a - 3\sigma}{R_a^H}$, а не $\frac{\bar{R}_a - 3\sigma}{\bar{R}_a}$ по аналогии с бетоном (в новых нормах это несоответствие устранено); во-вторых, при назначении величины этого коэффициента учитывали не только изменчивость предела текучести, но и площади сечения стержней, а в ряде случаев (в скрытой форме) нестатистические факторы (системы контроля качества и методики испытаний, пониженные эксплуатационные свойства и т. п.), которые влияют на надежность конструкций.

При назначении коэффициентов безопасности в новых нормах руководствовались следующими положениями.

Расчетное сопротивление должно гарантироваться для арматуры в состоянии поставки с доверительной вероятностью не менее 0,9985, т. е. $R_a \leq \bar{R}_a - 3\sigma$ (рис. IV.2, а). Это положение должно соблюдаться и для каждой партии (плавки) арматуры. Следует учитывать для всех видов арматуры возможность разрушения элементов в случае чрезмерного сближения \bar{R}_a и R_a^H , например при $\frac{\bar{R}_a - R_a^H}{R_a^H} \leq 0,1$ (рис. IV.2, б). Для арматуры классов А-I и А-II это отношение находится в пределах 0,23—0,2, класса А-III — 0,16—0,12, а для более высоких

классов (А-IV, Ат-V и Ат-VI) постепенно снижается в среднем до 0,1. Коэффициент безопасности должен учитывать также возможные изменения механических характеристик арматуры в процессе изготовления конструкций и их эксплуатации, которые в прямой форме не могут быть учтены, низкую их пластичность, изменчивость площади поперечного сечения стержней, их число и др.

Был проведен анализ последних данных об изменчивости свойств арматурных сталей по классам (маркам) в целом, для отдельных заводов, а также в партиях (плавках). Изменчивость площадей поперечного сечения стержней оказалась не столь высокой (коэффициент вариации обычно составляет 2%). Однако в последнее время средние значения фактической площади стержней не только достигли номинальной площади, но в ряде случаев (особенно у стержней малого диаметра) стали ниже их, что объясняется тенденцией к прокату металла «на минусовых допусках». В результате учета приведенных соображений и новых данных для всех классов ненапрягаемой стержневой арматуры с примерно одинаковой внутривлажочной неоднородностью свойств установлены значения коэффициентов безопасности, равные 1,1 (класс А-II) и 1,15 (класс А-I и А-III).

Учитывалось, что в сечениях обычных железобетонных конструкций расположено, как правило, несколько стержней ненапрягаемой арматуры. Значения расчетных сопротивлений арматуры класса А-I, А-II и А-III были сохранены прежними (СНиП II-B.1-62*), так как точные их значения незначительно отличались от принятых ранее.

Для напрягаемой стержневой арматуры установлены более высокие значения коэффициента безопасности: $K_a=1,2$ для стали класса А-IV и $K_a=1,25$ для сталей классов А-V, Ат-V и Ат-VI. Это позволило в новых нормах практически сохранить существующие величины расчетных сопротивлений. Эти коэффициенты в явной форме учитывают ряд факторов: повышенную опасность коррозионного повреждения стали, находящейся в процессе эксплуатации под действием высоких напряжений; возможное изменение механических свойств в процессе натяжения (например, при электротермическом натяжении); значительный удельный вес конструкций с одиночными стержнями (ребристые плиты), для которых воз-

растает опасность снижения площади сечения стержней при отрицательных допусках, и т. п.

Значения расчетного сопротивления растяжению для основных классов стержневой арматуры приведены в табл. IV.1. Для видов и классов стержневой арматуры, не предусмотренных в таблице, нормативные сопротивления устанавливаются по соответствующим техническим условиям, а значения расчетных сопротивлений должны быть специально обоснованы.

При назначении расчетных сопротивлений арматуры сжатию $R_{a,c}$ приходится учитывать не только свойства стали, но и возможную величину сжимаемости самого бетона. Уже первые испытания центрально-сжатых ко-

Таблица IV.1. Расчетные сопротивления основных классов стержневой арматуры при расчете на прочность

Вид и класс стержневой арматуры	Расчетные сопротивления растянутой арматуры, кгс/см ²		Расчетные сопротивления сжатой арматуры $R_{a,c}$, кгс/см ²
	продольной, а также поперечной и отогнутой при расчете на изгиб по наклонному сечению, R_a	поперечной и отогнутой при расчете на поперечную силу, R_{a-x}	
Горячекатаная круглая (гладкая) класса А-I	2100*	1700*	2100*
Горячекатаная периодического профиля классов:			
А-II	2700	2150	2700
А-III	3400	2700**	3400
А-IV	5000	4000	4000
А-V	6400	5100	4000
Термически упрочненная классов:			
Ат-IV	5000	4000	4000
Ат-V	6400	5100	4000
Ат-VI	8000	6400	4000

* Или 210, 170, 210 МПа.

** Для хомутов сварных каркасов из арматуры класса А-III при расчете на поперечную силу значение R_{a-x} принимается равным 2500 кгс/см².

лонн с арматурой периодического профиля класса А-III, проведенные С. А. Дмитриевым и Н. М. Мулиным, показали, что при исчерпании несущей способности арматура достигает своего предела текучести, в данном случае ~ 4600 кгс/см² (460 МПа). Исследования, выполненные в последнее время со сжатыми элементами, армированными термически упрочненной арматурой, выявили, что в момент разрушения напряжения сжатия в арматуре могут превышать [110] указанную величину предела текучести.

Исследования, выполненные под руководством О. Я. Берга, позволили установить изменчивость предельной сжимаемости бетона разных видов. С учетом полученных данных наибольшее возможное значение расчетного сопротивления арматуры сжатию было принято в новых нормах равным 4000 кгс/см² (400 МПа) вместо 3600 кгс/см² по СНиП II-B.1-62. Таким образом, расчетные сопротивления стержневой арматуры сжатию $R_{a.c}$ при наличии сцепления ее с бетоном принимают равными соответствующим расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_a , но не более 4000 кгс/см² (400 МПа) (табл. IV.1). Если сцепление арматуры с бетоном отсутствует, то арматура фактически не может из-за своей гибкости работать на сжатие, поэтому в данном случае принимают $R_{a.c} = 0$.

Расчетные сопротивления стержневой арматуры в случае необходимости могут быть приняты более низкими (а в отдельных случаях — повышенными) против их значений, указанных в табл. IV.1, путем введения коэффициентов условий работы m_a .

Коэффициенты условий работы должны учитывать особенности работы арматуры в железобетонных элементах; влияние на ее свойства технологии изготовления конструкций и условий их работы (повышенные или пониженные температуры, длительность действия нагрузки, ее многократное повторение и др.); характер диаграммы растяжения; возможность неполного использования прочностных характеристик арматуры в связи с низкой прочностью бетона (марок 100 и ниже); расположение арматуры в сечении элемента, условия ее анкеровки, эффективность сцепления и т. п., т. е. все факторы, которые могут оказать существенное влияние на переход конструкции в предельное состояние.

Благоприятные и неблагоприятные факторы, влияю-

щие на работу арматуры, чрезвычайно разнообразны, поэтому способ их учета и соответственно метод назначения коэффициентов условий работы арматуры весьма трудны.

Прежде всего необходимо установить эксплуатационную надежность арматуры ($H_э$). Под этим термином мы понимаем способность арматуры сохранять в той или иной степени исходные свойства не только при эксплуа-

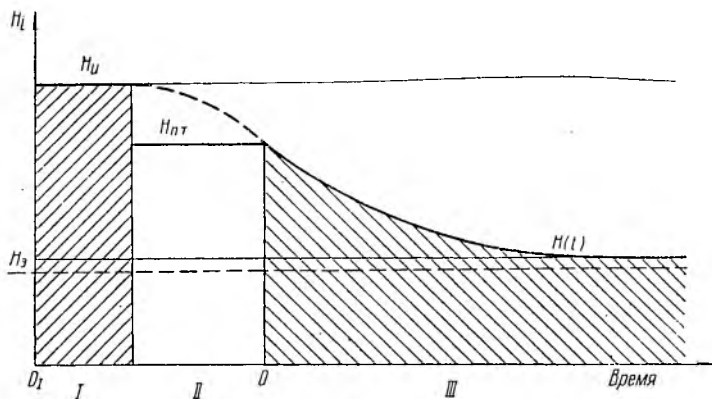
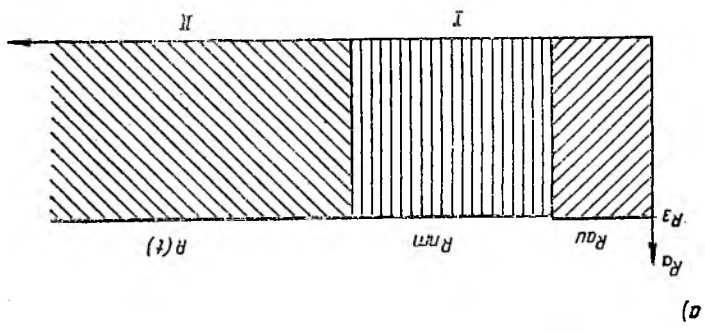
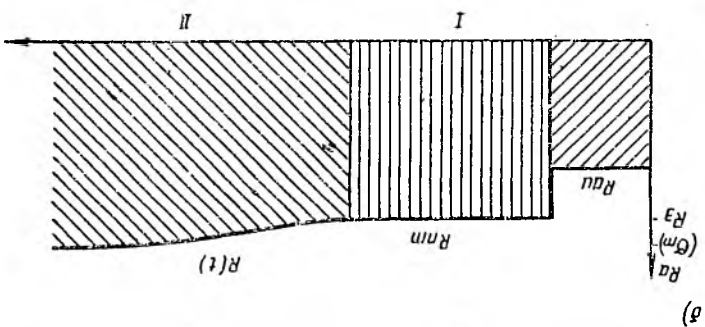
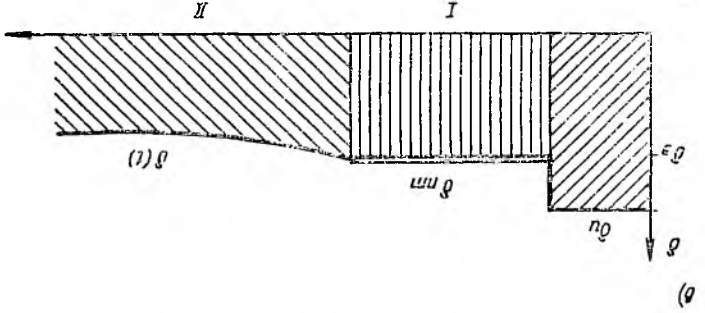
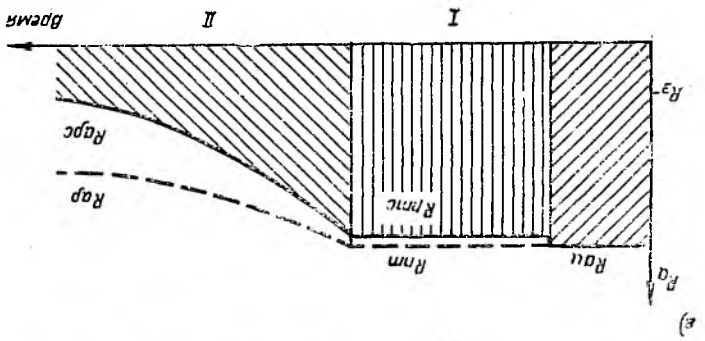


Рис. IV.3. Схема определения эксплуатационной надежности арматуры

- $H_э$ — эксплуатационная надежность;
- H_{II} — исходная надежность;
- $H_{П,Т}$ — производственно-технологическая надежность;
- $H(t)$ — надежность при старении (эксплуатации);
- I* — поставка арматурной стали; *II* — изготовление конструкции; *III* — эксплуатация железобетонной конструкции (старение арматуры)

тации, но и при изготовлении конструкций. Эксплуатационную надежность следует оценивать, как правило, по отношению к надежности арматуры в состоянии поставки (исходной надежности H_{II} , которую будем принимать за единицу). Эксплуатационную надежность арматуры целесообразно представить как серию условных уровней надежности на определенных фазах изготовления арматуры и работы ее в железобетонных конструкциях (рис. IV.3).

Зная численное значение величины снижения (или повышения) надежности за счет изменения свойств арматуры, можно в прямом виде или косвенно учитывать их при определении значений коэффициентов условия ра-



боты. Такой подход, в несколько иной форме, для определения надежности сварных соединений предложен в работе В. Н. Волченко [25].

В процессе изготовления и натяжения арматуры изменение ее свойств зависит как от применяемой технологии, так и от состояния (условий) производства. Эти изменения следует оценивать производственно-технологической надежностью арматуры ($H_{п.т}$), которую можно подразделить на технологическую надежность (H_T) и производственную надежность ($H_{п}$). Во многих случаях нет возможности или необходимости определять отдельно эти значения. Технологическая надежность обычно устанавливается в процессе лабораторных исследований и связана с определением оптимальных режимов сварки, упрочнения арматуры вытяжкой, электронагрева стержней и т. п. Производственная надежность оценивается обычно по результатам контрольных испытаний в процессе производства и характеризует качество выполнения работ. Влияние отдельных составляющих $H_{п.т}$ может быть различным в зависимости от свойств самой арматуры, применяемой технологии ее переработки и условий производства. Однако можно наметить три наиболее типичных варианта их соотношений: первый — принятая технология не приводит к ощутимому изменению свойств, сказываются лишь возможные ее нарушения в процессе производства; второй — в равной степени сказывается технология переработки и практика ее выполнения; третий — решающее значение в изменении свойств играет сам технологический процесс.

Возможны различные схемы изменения производственно-технологической надежности арматуры и ее влияния на эксплуатационную надежность (рис. IV.4).

В большинстве случаев заготовка арматуры, включая точечную и другие виды сварки, не приводит к сколь-либо заметному изменению прочностных характеристик,

Рис. IV.4. Возможные схемы изменения производственно-технологической надежности арматуры и ее влияния на эксплуатационную надежность

$a - R_э = R_{а.п}$: I — заготовка сварных каркасов; II — эксплуатация при статической нагрузке; $b - R_э > R_{а.п}$: I — упрочнение арматуры вытяжкой, влияние нагрева; II — эксплуатация при нормальных условиях; $в - \delta_э < \delta_{п}$: I — упрочнение арматуры вытяжкой или точечная сварка хомутов; II — эксплуатация при нормальных условиях или в случае действия поперечной силы; $г - R_э < R_{а.п}$: I — стыковые соединения сваркой с накладками; II — многократно повторные нагрузки

они остаются неизменными и в процессе нормальной эксплуатации конструкций (рис. IV.4, а). Предел текучести арматуры может быть повышен в результате упрочнения вытяжки, под влиянием электронагрева и т. п. Такое упрочнение может сохраняться или несколько повышаться и в процессе эксплуатации (рис. IV.4, б). На практике на отдельных технологических переделах может происходить ощутимое снижение прочностных показателей, например при сварке упрочненной вытяжкой или термически упрочненной стали, перегрев при электротермическом натяжении и др. Однако большей частью снижаются пластические характеристики арматуры, а также падает ее ударная вязкость (рис. IV.4, в). Прочностные характеристики в процессе изготовления (сварки) арматуры могут и не меняться, но в отдельных случаях, например, наличие сварных стыков при многократно повторных нагрузках (рис. IV.4, г) вызывает понижение эксплуатационной надежности арматуры.

При определении величин коэффициентов условий работы арматуры учет изменения ее надежности разнообразен. Можно выделить два принципиальных подхода.

Первый — вариационный, при котором на основании исследований устанавливается закономерность влияния конкретного фактора на прочностные характеристики арматуры и ее изменчивость. Тогда значение коэффициента условия работы арматуры ($m_{a,\phi}$) следует определять как отношение между расчетным сопротивлением арматуры при действии данного фактора ($R_{a,\phi}$) и его основным значением для исходной стали (R_a), установленных при одинаковой доверительной вероятности и безопасности (см. рис. IV.2, в):

$$m_{a,\phi} = \frac{R_{a,\phi}}{R_a} = \frac{\bar{R}_{a,\phi} - nS_\phi}{\bar{R}_a - nS_a} = \frac{\bar{R}_{a,\phi} - (1,64-2)S_\phi}{R_a^H k_\phi} k_a,$$

где n — одинаковые числа (< 3);

S_ϕ и S_a — соответствующие среднеквадратические отклонения;

k_ϕ и k_a — соответствующие коэффициенты безопасности (могут приниматься одинаковыми).

Таким путем, например, были установлены значения коэффициентов условий работы арматуры на выносливость.

Второй — эмпирический, при котором изменение надежности арматуры оценивается данными практики или ограниченного числа опытов, а также конструктивными

или общими соображениями, не позволяющими выявить четкую закономерность, необходимую для учета прямым расчетом. В этом случае значение коэффициентов условий работы арматуры назначают как величины возможной степени использования расчетного сопротивления арматуры (см. рис. IV.2, г).

В новых нормах приводятся данные и даются указания по назначению коэффициентов m_a , общих для основных видов конструкций. В обозначения коэффициентов условий работы арматуры обычно вводят специальные индексы, характеризующие учитываемый фактор.

В новых нормах при расчете на поперечную силу для отогнутой и поперечной арматуры всех видов и классов введен единый коэффициент условий работы $m_{a,x} = 0,8$. Он учитывает неравномерность распределения напряжений в арматуре по длине наклонного сечения с трещиной, поскольку к моменту разрушения от поперечной силы не вся отогнутая или поперечная арматура, пересекающая косую трещину, достигает предела текучести.

Соединения точечной сваркой поперечной арматуры с продольной в местах пересечения с косою трещиной работают на сдвиг с кручением, а поперечные стержни — на растяжение с изгибом, что при низкой пластичности металла в зоне сварки может привести к хрупкому разрушению соединения. Это учитывается введением специального коэффициента условия работы, равного 0,9. Исследования показали, что происходит значительное повышение хрупкости арматуры класса А-III (в особенности кантики) в зоне соединений, выполненных точечной сваркой при жестких режимах. Поэтому для такой арматуры, как и для обыкновенной арматурной проволоки, применяемой в качестве сварных хомутов, расчетное сопротивление определяют с учетом указанного коэффициента.

Принципиально новым является повышение расчетного сопротивления для напрягаемой арматуры, не имеющей площадки текучести. Величина соответствующих коэффициентов условия работы арматуры $m_{a\epsilon}$ зависит от степени армирования сечения, марки бетона, характера диаграммы растяжения стали и величины предварительного напряжения арматуры. Эти коэффициенты устанавливаются в пределах от 1 до 1,2. Верхнее ограничение вызвано необходимостью обеспечить в арматуре напряжения не выше $\sigma_{0,2}$ при нормативных нагрузках. Кроме того, полученное значение расчетного сопротивления ар-

матуры должно быть, во всяком случае, не более 0,75 гарантированного временного сопротивления.

Сохранена рекомендация о снижении величины расчетного сопротивления напрягаемой арматуры на длине зоны передачи напряжений путем введения коэффициента условий работы $m_{a.a}$. Он принимается линейно-возрастающим от нуля у начала зоны анкеровки до единицы у ее конца.

Ранее уже были приведены численные значения соответствующих коэффициентов условий работы m_{av} , учитывающих повышение физического предела текучести арматурной стали при больших скоростях загрузки, а также коэффициентов условий работы m_{ap} и m_{pc} для определения расчетных сопротивлений арматуры при расчете железобетонных конструкций на выносливость. При расчете железобетонных конструкций, подвергающихся воздействию повышенных технологических температур, расчетное сопротивление арматуры снижают путем умножения на коэффициенты условий работы m_{at} . Значения этих коэффициентов устанавливаются в зависимости от класса и марки арматурной стали, температуры ее нагрева в конструкции и длительности действия нагрузки. Для ряда частных случаев введение коэффициентов условий работы арматуры обосновывается соответствующим образом.

Кроме нормативных и расчетных сопротивлений арматуры устанавливаются и другие характеристики — модуль упругости, объемная масса, коэффициент трения, коэффициент температурного расширения и др. Их величины обычно принимаются по среднестатистическим значениям.

IV.2. ПОВЫШЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ ПОСТАВЛЯЕМОЙ АРМАТУРНОЙ СТАЛИ

Изменчивость физико-механических свойств присуща всем выплавляемым сталям. Поэтому при определении механических свойств любой марки стали для каждой конкретной плавки необходимо учитывать соответствующее рассеивание прочностных и пластических характеристик, которое обусловлено изменением химического состава жидкой стали по ходу разливки, развитием химической неоднородности в процессе кристаллизации слитка, а также технологией проката, размером стержней и др.

Неоднородность механических свойств всей арматуры данного класса складывается из внутриплавочной и межплавочной. Последняя вызвана изменением химического состава плавов в пределах, установленных стандартом для данной марки стали. Таким образом, генеральное распределение механических свойств, которым руководствуются при назначении нормативных и расчетных характеристик, является суммарным, учитывающим внутриплавочную и межплавочную неоднородность.

Арматурная сталь одной марки может быть поставлена из плавов двух видов:

плавки повышенной надежности, в которых все прутки арматуры имеют механические характеристики выше браковочного минимума, установленного стандартом (с вероятностью $P \geq 0,998$);

плавки пониженной надежности, в которых то или иное количество прутков имеет механические характеристики ниже браковочного минимума.

Общее количество арматурной стали, имеющей механические свойства ниже браковочного минимума, зависит от системы контроля и оценки качества. В настоящее время, как указывает К. Э. Таль [115], достоверность свойств арматуры, находящейся на браковочной границе и ниже ее, оцениваемая на основании генерального распределения, невысока, что во многом зависит от метода оценки механических свойств по действующим стандартам. Он предусматривает контроль испытанием на растяжение двух образцов, случайно отобранных от партии плавки большого объема (60 т). Оценка качества заключается в простом сравнении результатов испытаний с браковочными величинами, установленными в стандарте. Если они выше, то партия принимается. При этом формально считается, что изготовитель гарантирует потребителю отсутствие в плавке стержней с пределом текучести ниже браковочного минимума. На практике эта гарантия может быть нарушена.

Надежность оценки свойств металла в значительной мере еще снижается в связи с тем, что в случае получения неудовлетворительных результатов по первым двум пробам допускаются повторные испытания удвоенного количества проб. Если же результаты окажутся положительными, то партия считается принятой, хотя заведомо известно, что в ней будут стержни с пределом текучести

ниже нормы. При этом неизвестны ни объем металла с пониженными свойствами, ни предельные отклонения самих свойств от нормы. Установить эти величины можно только экспериментальным путем, исследуя однородность механических свойств стали в партиях.

Макеевский металлургический завод совместно с НИИЖБ на протяжении ряда лет проводил экспериментальные и статистические исследования однородности механических свойств арматурных сталей, а также зависимости этих свойств от химического состава и различных технологических факторов: режима ведения плавки и раскисления, температуры и скорости разливки, типа слитка, размера заготовки, схемы калибровки, режима проката, диаметра стержней и др. [55]. Основным объектом контроля являлись отдельные партии-плавки металла, представляющие собой частные совокупности.

В первую очередь проводилось экспериментальное исследование внутриплавочной неоднородности арматурной стали класса А-III марки 35ГС, как наиболее массовой. Для этого равномерно по длине раската плавки массой 240—250 т отбиралось около 400 образцов. Было установлено, что внутриплавочное распределение прочностных характеристик удовлетворительно согласуется с законом нормального распределения. Рассеивание механических свойств внутри плавки для стержней диаметром 14 и 32 мм достигает значительных величин: по пределу текучести 500—700 кгс/см², а по временному сопротивлению 700—1000 кгс/см².

Определение среднеквадратического отклонения предела текучести внутри плавки производилось также по величинам средних размахов (разности между наибольшим и наименьшим значением, полученным в результате испытаний 6 образцов) для большого количества плавки (2220). Полученные значения S_m для предела текучести по каждому из семи диаметров (14—32) арматуры очень близки между собой и в среднем составили $S_m = 68$ кгс/см². При непосредственном отборе многочисленных образцов от плавки со средним химическим составом значение среднеквадратического отклонения S_m оказалось таким же (70 кгс/см²).

Зная внутриплавочное распределение предела текучести, можно дать оценку надежности арматуры, поставляемой на основании результатов испытаний двух проб (рис. IV.5).

Ввиду значительной величины поля рассеивания механических свойств внутри плавки вероятность того, что отбираемые для контроля два образца обнаружат минимальные их значения, ничтожно мала.

Допустим, что в результате испытания двух образцов получено значение предела текучести, равное 4000 кгс/см^2 (R_a^H); нам известно, что среднеквадратическое отклоне-

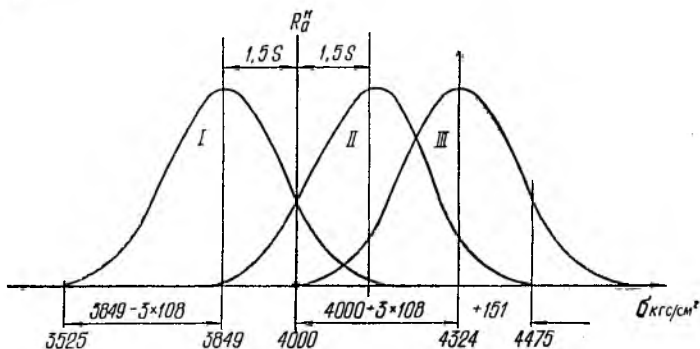


Рис. IV.5. Расчетная оценка предела текучести поставляемой стали по результатам испытаний двух проб от партии-плавки

ние для данной плавки составляет 108 кгс/см^2 (наибольшее полученное в опытах). Тогда на основании имеющихся данных можно установить, что с вероятностью 0,95 среднее значение предела текучести данной плавки заключено в доверительном интервале $3850\text{—}4150 \text{ кгс/см}^2$ (см. рис. IV.5). При крайних возможных положениях центра распределения (I и II) получим следующее. При положении I — 95% арматуры принятой плавки будут иметь предел текучести ниже 4000 кгс/см^2 , а минимальное значение достигнет 3526 кгс/см^2 . Даже плавки, у которых среднее значение σ_T превышает 4000 кгс/см^2 , могут содержать часть арматуры с пределом текучести ниже 4000 кгс/см^2 (положение II на рис. IV.5).

Приведенный пример показывает необходимость разработки такого метода контроля, который дал бы заводу — изготовителю арматуры возможность гарантировать требуемую минимальную величину механических характеристик.

Известно, что механические свойства любой марки стали находятся в зависимости от ее химического состава

ва. Однако ввиду того, что кроме химического состава на механические свойства стали влияет еще ряд факторов технологического характера, эта зависимость является не функциональной, а корреляционной. В результате исследований стали 35ГС была установлена корреляционная зависимость характеристик механических свойств от химического состава стали и диаметра прокатываемых стержней с учетом количественной оценки внутриплавочной неоднородности. Это позволило разработать систему контроля, обеспечивающую при стабильном технологическом процессе производства объективную оценку значений прочностных свойств в каждой партии-плавке готового проката.

При такой системе контроля в ходе технологического процесса производится регулирование химического состава стали путем назначения плавки для проката стержней соответствующего диаметра. Этим достигается, что в каждой партии арматуры ее свойства удовлетворяют требованиям с заданной доверительной вероятностью.

При производстве и приемке партии арматуры подразделяют на две группы:

гарантированные плавки, у которых среднее значение предела текучести, установленное по таблице химических эквивалентов, с учетом внутриплавочного рассеивания и ошибки уравнений регрессии обеспечивает поставку всех стержней с пределом текучести выше браковочного минимума (см. рис. IV.5, III). Эти плавки соответствуют плавкам повышенной надежности, но их число всегда должно быть меньшим. Они отгружаются потребителю, как правило, без контрольных испытаний механических свойств;

плавки пониженной гарантии, у которых среднее значение предела текучести должно быть не ниже браковочного минимума, а минимальные его значения не должны превышать установленной величины. Эти плавки соответствуют плавкам пониженной надежности.

При поставке таких плавок необходимы проведение испытаний достаточного количества образцов (не менее 6 на плавку) и статистическая оценка полученных результатов.

Указанная методика контроля была проверена в опытным порядке на Макеевском металлургическом заводе. Систематический контроль качества готовой продукции и соответствия ее надежности установленным

требованиям велся на заводе с помощью контрольных карт. Информация о механических свойствах фиксируется на них исходя из нормативного отклонения σ_t , σ_n и δ_5 от среднего, определенного по химическому эквиваленту. Введение этих карт позволяет анализировать соответствие результатов испытаний и их расчетных средних значений, давать оценку минимальным (максимальным) значениям свойств арматуры с заданной вероятностью, а также судить о правильности прогнозирования механических свойств по уравнениям множественной регрессии путем анализа распределения их отклонений во времени.

Результаты опытной проверки рассматриваемого метода подтвердили его высокую эффективность и позволили составить специальный ГОСТ 5.1459—72 «Сталь горячекатаная периодического профиля для армирования железобетонных конструкций. Требования к качеству аттестованной продукции», который распространяется на арматурную горячекатаную сталь периодического профиля класса А-III, марки 35ГС. Этой арматурной стали в установленном порядке присвоен Государственный знак качества.

Таким образом, в основу нового стандарта принято положение, заключающееся в том, что гарантированное обеспечение требуемого качества арматурной стали и его стабильность определяются регулированием технологического процесса производства, а не только контролем и испытанием готового проката после завершения его производства.

По ГОСТ 5.1459—72 [96] завод-поставщик гарантирует средний уровень механических свойств и их минимальные значения во всей производимой стали с вероятностью $P=977$, а именно:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_t &\geq 44 \text{ кгс/мм}^2 (431 \text{ МПа}); \sigma_t \geq 40 \text{ кгс/мм}^2 (392 \text{ МПа}) \\ \bar{\sigma}_n &\geq 68 \text{ кгс/мм}^2 (666,4 \text{ МПа}); \sigma_n \geq 60 \text{ кгс/мм}^2 (588 \text{ МПа}) \\ \bar{\delta}_5 &\geq 20\%; \delta_2 \geq 14\% \end{aligned}$$

Таким образом, металлурги гарантируют значение нормативного сопротивления с высокой достоверной вероятностью на уровне требований норм Европейского комитета по бетону.

В отличие от стандартов на горячекатаную арматурную сталь, действующих в СССР и за рубежом, в новый стандарт введена оценка качества стали по степени однородности механических свойств внутри партии-плавки.

Это позволило поставщику гарантировать в отдельной партии-плавке арматуры значение предела текучести более 3600 кгс/см^2 (360 МПа) с доверительной вероятностью $0,999$ при одновременной гарантии средней величины $\bar{\sigma}_T$ в партии не ниже $3700 + 3S$, где S — среднеквадратическое отклонение — величина, характеризующая степень однородности предела текучести внутри партий-плавков.

С целью повышенной гарантии значений расчетного сопротивления среднее значение предела текучести в партии-плавке должно быть не ниже 4000 кгс/см^2 (400 МПа) даже в случае, когда величина S ниже 100 кгс/см^2 (10 МПа).

В новом стандарте нормируется отклонение фактической площади поперечного сечения стержней от номинальной в пределах от $+2\%$ до -5% . Благодаря этому исключается возможность поступления стержней, площадь которых значительно отличается от расчетной.

При проверке качества металла и в арбитражных случаях предусматривается применение статистического метода оценки среднего уровня, дисперсии и минимальных значений свойств арматуры при ограниченном количестве испытаний.

От поступающей партии-плавки отбирается 6 образцов от разных стержней для испытания на растяжение. Результаты должны отвечать следующим условиям:

$$\bar{\sigma}_T \leq 4000 \text{ кгс/см}^2 \text{ (400 МПа);} \quad (\text{IV.1})$$

$$\bar{\sigma}_T - 4,24 S \geq 3700 \text{ кгс/см}^2 \text{ (370 МПа),} \quad (\text{IV.2})$$

где $\bar{\sigma}_T$ — среднее значение предела текучести по результатам испытаний шести образцов;

$4,24$ — коэффициент для контрольных (талерантных) границ нормального распределения шести образцов при $\gamma=0,9$ с доверительной вероятностью $P=0,99$;

S — среднее квадратическое отклонение, полученное по результатам испытаний шести образцов по формуле

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (\sigma_{Ti} - \bar{\sigma}_T)^2}{n - 1}} \quad (\text{IV.3})$$

В случае невыполнения условий (IV.1) и (IV.2) следует провести дополнительное испытание 24 образцов, ре-

зультаты которых должны удовлетворять условиям (IV.1) и (IV.4), а именно:

$$\bar{\sigma}_T - 3S \geq 3700 \text{ кгс/см}^2 \text{ (370 МПа)}. \quad (\text{IV.4})$$

С учетом высокой гарантии предприятия-изготовителя, каждая партия арматуры класса А-III, марки 35ГС, поставляемая по ГОСТ 5.1459—72, может не подвергаться потребителем контрольным испытаниям.

При обосновании значений расчетного сопротивления этой арматуры была оценена вероятность получения плавки с минимальным средним пределом текучести, вероятность получения плавки с максимальной внутривлажочной неоднородностью, а также вероятность поставки плавки с минимальной площадью сечения стержней. На основании теоремы об одновременном осуществлении трех независимых событий, учитывая фактические данные, установили, что вероятность получения арматуры с пределом текучести ниже 3600 кгс/см^2 (360 МПа) ничтожно мала и составляет миллионные доли.

Кроме того, учитывалось, что арматура класса А-III, марки 35ГС в основном используется в качестве ненапрягаемой, а количество стержней в сечении, как правило, равно двум и более. Поэтому, согласно требованиям главы СНиП II-A.10-71, значение коэффициента безопасности K_a было принято равным 1,1, т. е. минимально допустимым, а расчетное сопротивление было установлено равным 3600 кгс/см^2 (360 МПа) (для аналогичной стали, поставляемой по ГОСТ 5781—62, расчетное сопротивление 3400 кгс/см^2).

Экономия металла от применения рассматриваемой арматуры может достичь 6%. Однако при проектировании железобетонных конструкций такая экономия не может быть реализована полностью, так как они содержат, помимо рабочей, конструктивную и монтажную арматуру, сечение которой не будет изменяться. Кроме того, сказываются конструктивные требования к постоянству шага стержней в сварных сетках и их числу в сечении элемента. В связи с этим может быть в среднем реализовано 0,6—0,7 теоретической экономии металла, т. е. около 4%.

В дальнейшем для каждого конкретного металлургического завода в зависимости от марки горячекатаной арматурной стали, способа ее выплавки и диаметра прокатываемых стержней целесообразно устанавливать с

помощью статистического анализа данных контроля плавочного химического состава и механических свойств корреляционную связь химического состава и диаметра со средними показателями механических свойств и их изменчивость в партии-плавке одного диаметра.

Необходимо, чтобы металлурги гарантировали поставку всех арматурных сталей с заданной доверительной вероятностью основных механических характеристик.

Глава V. АНКЕРОВКА СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

V.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Анкеровка — закрепление концов арматуры внутри бетона или на его поверхности — обеспечивается либо силами сцепления, либо специальными анкерными устройствами на концевых участках арматуры, либо, наконец, теми и другими совместно. Надежность железобетонных конструкций зависит от анкеровки концов арматуры как на контуре конструкций, так и в стыках, узлах, в месте обрыва стержней и т. п.

Анкеровка стержневой арматуры периодического профиля внутри бетона в основном обеспечивается силами сцепления. Анкерные устройства на концах такой арматуры применяются в редких случаях. Для гладкой круглой арматуры, наоборот, устройство крючков на концах стержней или приварка поперечных стержней на концевых участках является, как правило, обязательным. Таким образом, надежность анкеровки арматуры периодического профиля будет зависеть от тех же многочисленных факторов, которые определяют ее сцепление с бетоном.

В настоящее время накоплено значительное количество данных, характеризующих изменение напряженного состояния арматуры и прилегающего к ней слоя бетона при выдергивании стержней. Эти данные получены в основном путем непосредственного измерения деформаций арматуры по ее длине тензодатчиками¹, наклеиваемыми в пазах арматуры без нарушения ее поверхности, или на продольные ребра.

На рис. V.1 приведены характерные графики перемещений загруженного конца стержня (g_0), изменений напряжений в арматуре (σ_a) и напряжений сцепления ($\tau_{сц}$) по длине стержня при его выдергивании из бетона коротких призм.

¹ Методика таких испытаний разработана по предложению проф. А. А. Гвоздева.

Анализ данных испытаний на выдергивание, при котором наблюдается нарушение анкеровки, позволил выделить три основные стадии напряженно-деформированного состояния.

I стадия — упругая, при которой деформации пропорциональны прикладываемому к стержню усилию и в

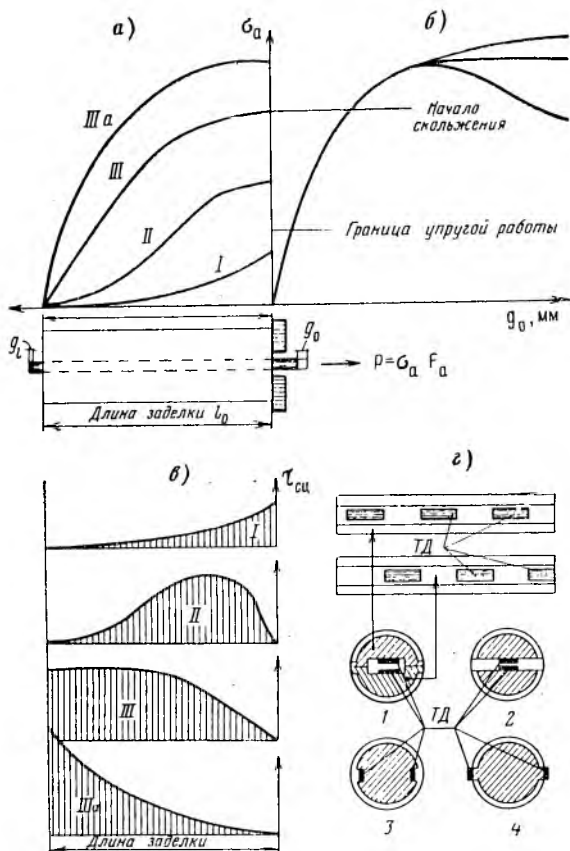


Рис. V.1. Схема изменения напряжений и перемещений при выдергивании анкеруемого стержня из бетона

a — изменение напряжений в стержне (σ_a) по длине заделки; *б* — смещение загруженного конца стержня; *в* — изменение напряжений сцепления ($\tau_{сц}$) по длине заделки; *г* — способы замера деформации арматуры тензодатчиками; I, II, III и IIIa — стадии напряженного деформированного состояния при выдергивании анкеруемого стержня
 1, 2, 3 и 4 — схемы расположения тензодатчиков по сечению стержня
 ТД — тензодатчики

основном обратимы (при уменьшении или снятии этого усилия). При этом напряжения в стержне по мере удаления от нагруженного торца призмы быстро снижаются, как и напряжения сцепления, максимальное значение которых находится вблизи нагруженного конца арматуры. На данной стадии сцепление обусловлено адгезией и упругой работой бетона на сдвиг между выступами.

II стадия — неполностью упругая, в которой линейность и обратимость деформаций нарушаются, однако смещение свободного (незагруженного) конца арматуры относительно бетона в том же сечении еще не происходит. На этой стадии характер эпюры $\tau_{сц}$ резко изменяется. Максимальное значение напряжений сцепления по мере увеличения прикладываемых к стержню усилий перемещается в сторону от загружаемого торца призмы. У торцов призмы эти напряжения равны нулю. По длине заделки график изменения напряжений в арматуре ($\sigma_{а.х}$) меняет свою кривизну. Смещения нагружаемого конца стержня (g_0) начинают нарастать более интенсивно. На этой стадии механизм передачи усилий от стержня к бетону по длине заделки не одинаков. У незагруженного конца стержня сохраняется упругая работа сил сцепления. В середине образца бетон контактного слоя наиболее нагружен, в нем образуются внутренние наклонные трещины под выступами и выделяются конические бетонные консоли. У нагруженного конца стержня, по-видимому, бетон этих консолей начинает постепенно разрушаться.

III стадия — скольжение, когда стержень смещается относительно бетона на всей длине анкеровки. Кривая $\sigma_{а.х}$ на этой стадии имеет выпуклый характер. Максимальные значения сил сцепления перемещаются к незагруженному торцу образца. Бетон контактного слоя в начале заделки уже разрушается, но раздробленные его частицы еще передают за счет заклинивания напряжения на окружающий бетон при перемещении стержня. На этой стадии по мере увеличения усилий, прикладываемых к стержню, перемещения его нагруженного конца возрастают интенсивно, пока нагрузка не достигнет своего максимума. Нарушение анкеровки (стадия IIIa) происходит либо из-за разрушения контактного слоя бетона по всей длине стержня при максимальном значении нагрузки или самопроизвольном ее снижении, либо из-за раскола образца.

В настоящее время, как указывалось ранее, успешно развиваются и создаются различные феноменологические гипотезы и теории сцепления. Однако ни одна из них пока не учитывает влияние многочисленных факторов на надежность анкеровки. При этом положению исключительную роль играют экспериментальные данные об анкеровке арматуры в бетоне. Они позволяют выявить влияние многочисленных факторов, связанных со свойствами бетона и арматуры, а также установить надежность анкеровки при различных силовых воздействиях, возникающих в конструкциях. Выбор типа образца предопределяется задачей, которую ставят при проведении исследований [87, 124, 125]. Выдергивание (вытягивание) стержней из бетонных массивов (блоков) является наиболее приемлемым при решении задач теории сцепления, а в некоторых случаях и задач прикладного характера. Для получения сопоставимых данных о влиянии различных факторов на анкеровку целесообразно использовать наиболее простые образцы (призматические и цилиндрические, опертые торцом) при относительно небольшой длине заделки стержней. Размеры образцов следует выбирать такими, чтобы мог наблюдаться сдвиг незагруженного конца стержня, а нарушение анкеровки происходило из-за разрушения контактного слоя по длине заделки или из-за раскола после скольжения стержня.

Оценку результатов таких испытаний можно производить по величине напряжений в арматуре при нарушении анкеровки, учитывая при этом характер разрушения и его причину.

Важным критерием является величина напряжений в арматуре при начале сдвига всего стержня. Замер смещения свободного (незагруженного) конца стержня не всегда четко характеризует этот момент, так как одновременно обычно фиксируется и депланация торца образца. Чтобы устранить эту неопределенность, Т. И. Астрова [8] предложила определять начало сдвига путем сопоставления замеренных удлинений в арматуре с возможным удлинением «свободного» стержня на длине заделки. Напряженное состояние в бетоне призматических образцов в реальных конструкциях обычно не наблюдается. Однако опыты показали, что кривые смещений нагруженного конца стержней при выдергивании их из призм, блоков и опорных участков балок (при определенных их

размерах) близки не только по характеру, но и по величине перемещений.

Анкеровка арматуры зависит не только от величины сопротивления бетона сжатию, но и от вида цемента, его расхода, гранулометрического состава смеси и природы заполнителей, технологии уплотнения, времени твердения и его условий, положения стержней при бетонировании и т. п. Обобщение результатов специальных испытаний, проведенных как у нас, так и за рубежом [6, 7, 9, 12, 53, 56, 58, 59, 102, 103, 121 и др.], позволяют выявить качественную, а зачастую количественную связь ряда перечисленных факторов с прочностью анкеровки. Она оказалась для стержней периодического профиля практически пропорциональной прочности бетона в процессе его твердения, начиная с трехсуточного возраста. В ранний период (3—10 суток) начало скольжения стержня наблюдается при относительно меньших усилиях, однако в дальнейшем соотношения между усилиями при нарушении анкеровки и начале сдвига сохраняются. Значит возраст бетона сам по себе не играет решающей роли.

Подвижность бетонной смеси главным образом может сказаться на анкеровке стержней, расположенных горизонтально при бетонировании. Известную роль при этом играет величина водоотделения, обуславливающего скопление воды и образование пор под нижней частью стержня. Однако в данном случае снижение прочности анкеровки зависит от величины осадки бетона, которая обычно происходит в течение первых 4—5 ч и определяется в основном абсолютным значением толщины слоя бетона под стержнем. Исследования [26], при которых толщина слоя бетона под стержнем в образцах изменялась в пределах от 6 до 104 см, показали, что у гладких стержней прочность анкеровки снижается в среднем на 30% при увеличении слоя бетона в указанных пределах. В отдельных случаях это снижение достигает 40%. Изменение прочности бетона от 114 до 320 кгс/см² не имело значения. Для стержней периодического профиля в данном случае наибольшее снижение анкеровки (порядка 20%) наблюдалось лишь у бетона низкой прочности (114 кгс/см²). Деформативность заделки у стержней гладких и периодического профиля при наибольшем слое бетона под ними увеличивалась практически одинаково — на 20—23%. По зарубежным данным, для арматуры с профилем, аналогичным принятому ГОСТ 5781—

61, может наблюдаться снижение прочности анкеровки на 20—30% с увеличением слоя бетона под стержнем, а для гладкой арматуры это снижение достигает 50%. Имеются отдельные данные о еще большем снижении прочности анкеровки [121].

Следует учитывать, что влияние осадки на анкеровку

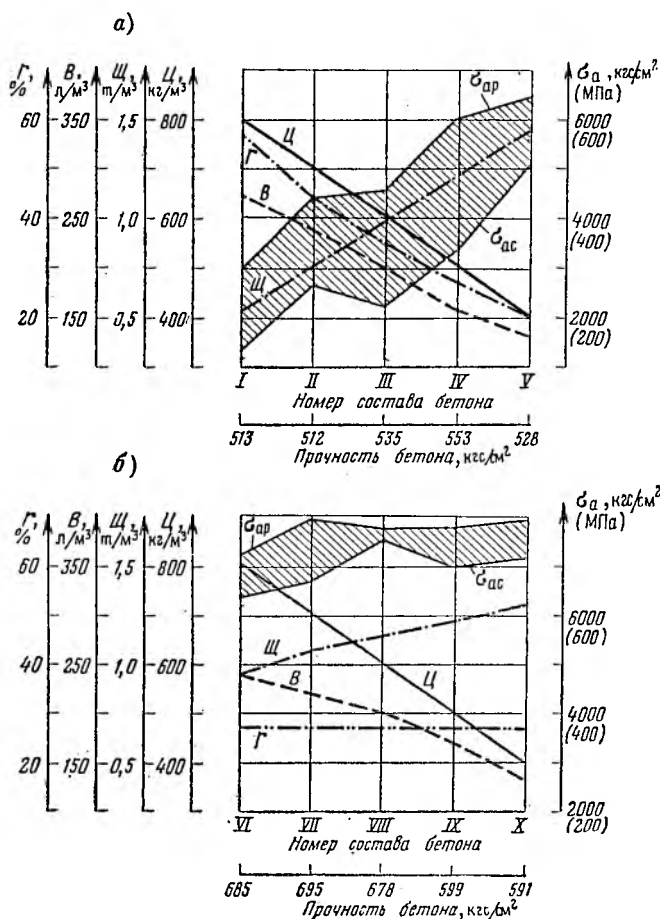


Рис. V.2. Зависимость анкеровки стержней

а — от содержания цемента Ц, щебня Ш, воды В и песка П в смеси ($\gamma = \frac{П}{П+Ш} \cdot 100\%$); б — то же, при постоянном значении $\gamma = 27\%$

стержней находится в прямой зависимости от абсолютного значения высоты выступов: чем она больше — тем меньше влияет осадка. Поэтому в элементах большой высоты следует использовать стержни крупного диаметра, у которых выступы больше.

Очень важно, что все исследователи подтвердили положительное влияние тепловой обработки бетона (пропаривание) на анкеровку арматуры. Следует отметить, что происходящая при этом усадка бетона, развивающаяся вдоль стержня, может снизить сцепление гладкой арматуры, но для стержней периодического профиля ее роль несущественна.

Естественно, что перечисленные факторы (осадка, усадка, водоотделение, подвижность и т. п.) зависят от состава бетонной смеси. В некоторых случаях (особенно для бетонов высокой прочности) состав бетона может сильно повлиять на анкеровку арматуры. Например, при изучении анкеровки стержней в бетоне марки 500 [7, 9] его состав менялся в широких пределах: содержание цемента, щебня, песка и воды изменялось в два раза и более (рис. V.2). В результате величины, характеризующие анкеровку (напряжения в стержнях при начале сдвига и при разрушении), тоже изменялись в два раза и более. Лучшие результаты показали смеси с низким содержанием цемента ($500-400 \text{ кг/м}^3$) и высоким содержанием щебня ($1-1,3 \text{ т/м}^3$).

По-видимому, отрицательно сказывается структура бетона, образуемая при высоком содержании песка и низком содержании щебня. Специальные исследования с бетонами, у которых доля песка в смеси была невысокой и оставалась постоянной ($r=27\%$), а содержание цемента увеличивалось в два раза, подтвердили, что прочность анкеровки в данном случае оказалась практически одинаковой у всех образцов, хотя несколько худшие результаты показали смеси с содержанием цемента 700 кг/м^3 и выше (рис. V.2, б).

Следует отметить, что высокая марка бетона изделий зачастую назначается для обеспечения надежной анкеровки арматуры. В этом случае производители должны подбирать соответствующий состав смеси (не менее 820 л щебня на 1 м^3 бетона) и не стремиться обеспечить требуемую прочность за счет чрезмерного увеличения содержания цемента.

На анкеровку стержней влияют параметры и харак-

теристики самой арматурной стали¹. Диаметры стержневой арматуры изменяются от 6 до 90 мм, т. е. в 15 раз. Изучением влияния диаметра стержней на анкеровку их в бетоне занимались многие авторы как у нас в стране, так и за рубежом. Накоплен обширный материал. Однако сопоставление полученных данных затруднено, так как исследования проводились на образцах разной конструкции и зачастую были вызваны необходимостью решать ту или иную прикладную задачу. Большинство авторов приходят к выводу, что для получения одинаковой прочности анкеровки длина заделки должна изменяться прямо пропорционально диаметру стержня. Однако ряд исследователей считают, что с увеличением диаметра стержней длина заделки должна изменяться более интенсивно, а другие — менее интенсивно. Анализ результатов испытаний, проведенных в НИИЖБ, показал, что известную роль в прочности анкеровки стержней различного диаметра играет величина относительной ширины образца $\lambda_c = \frac{c}{d}$ (c — ширина образца). При из-

менении ее в пределах от 11,5 до 6 можно ожидать некоторого снижения прочности анкеровки (не более 20%) для стержней диаметром 12—55 мм. При выдергивании стержней диаметром от 14 до 36 мм из блоков при длине заделки $10d$ [9] напряжения в арматуре при начале скольжения и при нарушении анкеровки имели близкое значение.

Увеличение прочностных показателей арматурных сталей может сказаться на их анкеровке. Механизм передачи напряжений вдоль заделки стержня претерпевает определенные изменения. При увеличении прочности арматуры соответствующее повышение прочности анкеровки может, как правило, достигаться пропорциональным изменением длины заделки при условии работы стали в упругой стадии. В случае развития пластических деформаций в стали (текучести) у гладких стержней их анкеровка быстро нарушается. Даже увеличение длины заделки в два раза (от 25 до $50d$) не позволяет поднять нагрузку выше предела текучести. Это объясняется уменьшением диаметра стержня с развитием текучести и полным нарушением его контакта с бетоном.

¹ В данной главе рассматривается только арматура с профилем по ГОСТ 5781—61 и для сравнения гладкая круглая.

С наступлением текучести стержни периодического профиля продолжают зацепляться за бетон. Хотя в начале заделки развитие пластических деформаций в стали приводит к раздроблению бетона контактного слоя, но трение частиц бетона быстро гасит распространение этих деформаций в глубь заделки. Таким образом, при достаточной длине заделки и прочности образцов стержни периодического профиля могут быть заведены в зону самоупрочнения вплоть до разрыва. При этом длину заделки потребуется увеличить всего на $3-5d$ по сравнению с требуемой для анкеровки стержней, работающих в упругой стадии при одинаковом разрушающем анкеровку усилиии.

V.2. АНКЕРОВКА НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ

Разнообразное влияние многочисленных факторов на прочность анкеровки создало большие трудности при разработке соответствующего расчетного аппарата. До сих пор в практике проектирования нет достаточно общих и хорошо обоснованных способов расчета сцепления и анкеровки.

В большинстве зарубежных стран напряжения сцепления назначают по данным опытов разными в каждом рассматриваемом случае.

В нормах СССР и некоторых других государств напряжения сцепления вовсе не рассчитываются, но на основании опытов даются конструктивные правила относительно длины анкеровки, размеров поперечного армирования и т. п. для обеспечения достаточной надежности конструкций.

Проф. А. А. Гвоздев [32] отмечает, что расчет прочности анкеровки арматуры в бетоне, определение зоны заанкеривания напрягаемой арматуры и другие практические задачи требуют создания хотя бы приближенно го расчетного аппарата.

В ряде работ [48, 101, 103, 120, 121] на основании того или иного феноменологического «закона сцепления» устанавливались довольно сложные расчетные зависимости. Но они не носили универсального характера, а при известных обстоятельствах приводили к существенному расхождению результатов расчета и опытных данных. Учесть влияние многочисленных факторов в прямой форме весьма сложно.

Определение среднего значения прочности анкеровки и возможного отклонения от него связано с большим количеством трудно учитываемых факторов и является задачей, в достаточной мере неопределенной. Такая задача, по нашему мнению, может быть решена на основании экспериментальных исследований с применением методов теории вероятностей и математической статистики.

Будем считать случайной величиной относительную длину заделки (анкеровки) $\lambda_{ан} = \frac{l_a}{d}$, обеспечивающую требуемую прочность анкеровки при заданной величине напряжений в арматуре и прочности бетона. Тогда при постоянных силовых воздействиях на бетон (одинаковых условиях испытаний) можно установить связь между указанными величинами. Зная уравнение линии регрессии и дисперсию, можно определить значение $\lambda_{ан}$ с заданной вероятностью. Если результаты испытаний отражают воздействие факторов, связанных со свойствами арматуры и бетона, то их влияние на длину анкеровки скажется на положении линии регрессии и дисперсии, и оно будет таким образом учтено. Особенность силовых воздействий на бетон в реальных конструкциях или влияние иных факторов (косвенное армирование и т. п.) может быть учтено путем установления корреляционной связи между результатами соответствующих испытаний и уже полученными зависимостями. Надежность такого подхода обусловлена соответствующим отбором экспериментальных данных и их представительностью.

Мы воспользовались результатами испытаний на выдергивание из призм, опертых торцом. Начиная с 1950 г. автором совместно с С. А. Дмитриевым, Т. И. Астровой, Т. Ш. Гараи, Т. Ж. Жунусовым было испытано около 500 таких образцов. Были привлечены также результаты аналогичных испытаний, выполненных в НИИЖБ и других институтах. Результаты испытаний, подвергавшиеся анализу, отражали изменение следующих характеристик: относительной длины заделки ($\lambda_{ан} = 4-50$), прочности бетона ($\bar{R} = 66 \dots 700$ кгс/см²), возраста, состава, способов приготовления, уплотнения и условий твердения бетона, прочности заполнителей, вида цемента, толщины слоя бетона под горизонтально расположенным стержнем, диаметра арматуры (от 6 до 55 мм), ее

профиля, предела текучести стали (от 2100 до 14 000 кгс/см²) и др.

На первом этапе определялась зависимость между прочностью бетона и напряжениями в арматуре при $\lambda_{ан} = const$ как при нарушении анкеровки, так и при начале скольжения стержней. На графиках рис. V.3 и V.4 приведены результаты испытаний различных серий образцов, имеющих длину заделки, равную 15 и 16,7 диаметрам.

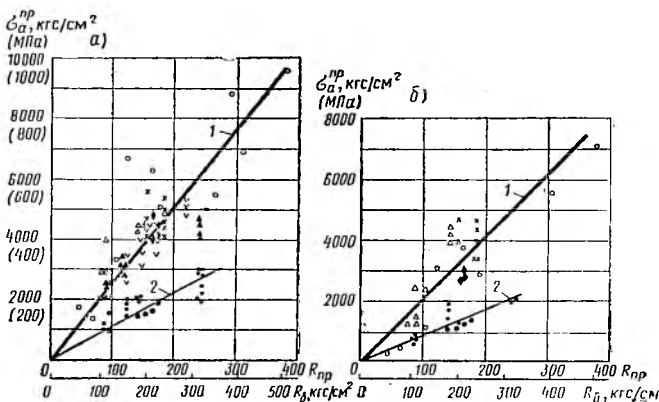


Рис. V.3. Зависимость напряжений в арматуре от прочности бетона при $\lambda_{ан} = l/d = 15$

а — при нарушении анкеровки; б — при начале скольжения; 1 — стержни периодического профиля; 2 — гладкая стержневая арматура

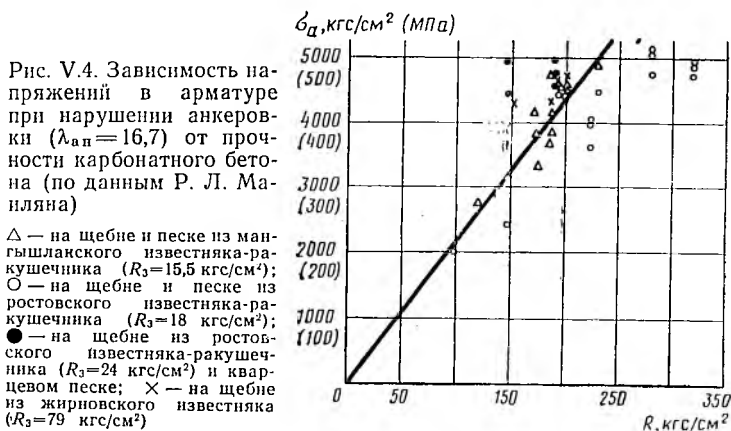


Рис. V.4. Зависимость напряжений в арматуре при нарушении анкеровки ($\lambda_{ан} = 16,7$) от прочности карбонатного бетона (по данным Р. Л. Маниляна)

△ — на щебне и песке из мангышланского известняка-ракушечника ($R_3 = 15,5$ кгс/см²);
 ○ — на щебне и песке из ростовского известняка-ракушечника ($R_3 = 18$ кгс/см²);
 ● — на щебне из ростовского известняка-ракушечника ($R_3 = 24$ кгс/см²) и кварцевом песке; X — на щебне из жирновского известняка ($R_3 = 79$ кгс/см²)

Для арматуры периодического профиля во всех случаях прослеживается линейная зависимость. Не выпадают из общей зависимости результаты испытаний со стержнями диаметром 55 мм (они близки к линии регрессии), а также испытаний при выдергивании стержней из блоков ($d_a=8 \dots 36$ мм). Аналогичную картину можно наблюдать в опытах Маиляна с бетоном на карбонатном щебне, прочность которого менялась в широких пре-

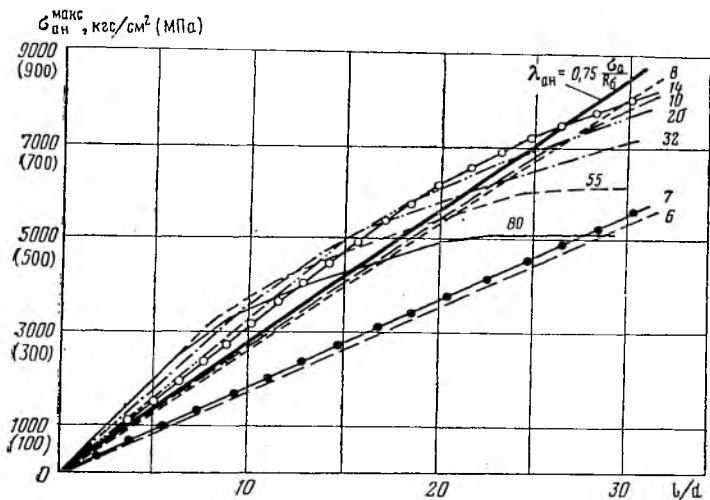


Рис. V.5. Зависимость прочности анкеровки от относительной длины заделки стержней $d=6 \dots 80$ мм при $R_b=200$ кгс/см² (по данным М. М. Холмянского). Цифры на кривых — диаметр стержня, мм

делах (от 15 до 80 кгс/см² для фракции 10—20 мм). Как и следовало ожидать, разброс результатов испытаний значительный. Поэтому многие авторы по результатам отдельных серий предлагали различные зависимости между прочностью бетона и прочностью анкеровки. У гладкой арматуры прочность анкеровки не увеличивается строго пропорционально марке бетона: при его прочности выше 200 кгс/см² линейность нарушается, но для упрощения расчета можно воспользоваться прямой пропорциональностью вплоть до прочности бетона 300—400 кгс/см².

На втором этапе устанавливалась связь между прочностью анкеровки и длиной заделки. Сопоставлялись результаты испытаний образцов, имевших близкую проч-

ность бетона (200—250 кгс/см²), у которых относительная длина заделки ($\lambda_{ан}$) изменялась от 4 до 25. Для стержней периодического профиля и гладких величина напряжений в арматуре при нарушении анкеровки оказалась практически пропорциональной увеличению длины заделки. При этом какого-либо влияния диаметра стержней не наблюдается.

Таким образом, были установлены частные зависимости прочности анкеровки от длины заделки и от прочности бетона. При их совместном решении путем последовательного приближения, было получено равенство

$$\lambda_{ан} = 0,75 \frac{\sigma_a}{R_6} = 0,6 \frac{\sigma_a}{R_{пр}}, \quad (V.1)$$

при котором для арматуры периодического профиля обеспечиваются минимальные отклонения экспериментальных данных от расчетных. Аналогичная зависимость была установлена и для гладкой арматуры.

Весьма ценными являются данные многолетних исследований ВНИИЖелезобетона, выполненные М. М. Холмянским с сотрудниками [5, 58, 120, 121, 122].

Нами были использованы теоретические зависимости, предложенные М. М. Холмянским для случаев, приведенных на графике рис. V.5. Оказалось, что теоретические кривые при напряжениях в арматуре до 5000—6000 кгс/см² и прочности бетона 200 кгс/см² хорошо соответствуют зависимости (V.1). Так, отклонения длины зоны анкеровки для стержней диаметром 10—20 мм не превышают $\pm 15\%$.

На рис. V.6 дан сводный график сопоставления относительной длины анкеровки, полученной расчетным путем, с фактическим ее значением. По оси ординат отложена расчетная величина относительной длины анкеровки $0,75 \frac{\sigma_a^{оп}}{R_6^{оп}}$, вычисленная по величинам напряжений в арматуре при нарушении анкеровки ($R_a^{оп}$), и действительной прочности бетона ($R_6^{оп}$), а по оси абсцисс — фактическое значение относительной длины анкеровки ($\lambda_{ан}^Ф$). Опытные значения хорошо согласуются с расчетными.

Интересно, что значение размаха опытных величин (разность между наибольшим и наименьшим их значе-

нием) для данной величины заделки практически не зависит от абсолютной величины относительной длины анкеровки; неоднородность результатов испытаний намного выше при малых значениях $\lambda_{ан}$, что, по нашему мнению, предопределяется особенностью механизма передачи напряжений от стержней периодического профиля на

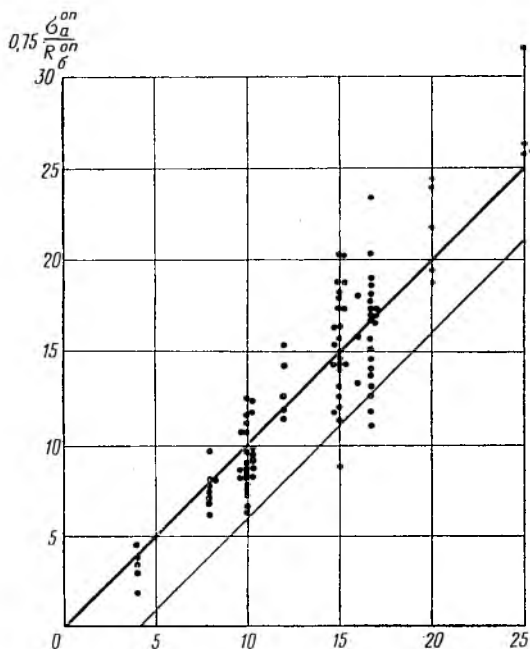


Рис. V.6. Сопоставление расчетных значений относительной длины анкеровки с данными опытов по прочности (нижняя линия — граница доверительного интервала)

бетон. С увеличением длины заделки возрастают напряжения в арматуре и ее сдвиг. Это приводит к возможности развития внутренних трещин, образованию наклонных бетонных консолей, работающих на сжатие, и вовлечению в работу большего объема бетона. При этом снижается влияние мелких дефектов структуры бетона на контактной поверхности.

Суммарная гистограмма отклонений опытных значений $\lambda_{ф}$ от расчетных (рис. V.7) показывает, что распре-

деление может быть аппроксимировано кривой Гаусса. Центр распределения практически совпадает с теоретическим значением $\lambda_{ан}^T$, которое является средним или ожидаемым $\bar{\lambda}_{ан}$. Величина, характеризующая меру рассеивания, — стандарт кривой распределения $S_{ан} = 2,33$. Поэтому относительная длина анкеровки может быть определена с доверительной вероятностью 0,977 (норма-

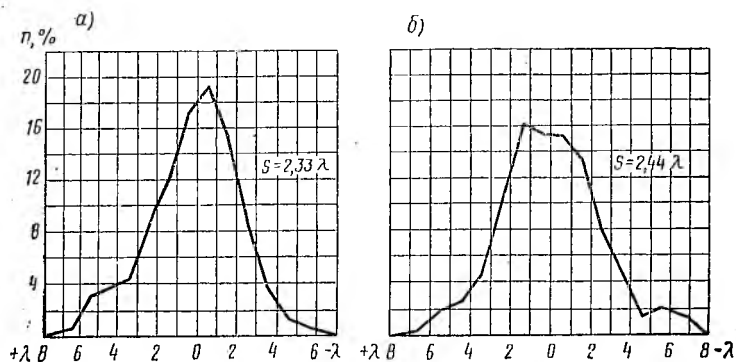


Рис. V.7. Распределение отклонений опытных значений относительной длины заделки (λ_{ϕ}) от расчетных

а — при нарушении анкеровки; б — при начале сдвига незагруженного конца стержня

тивное ее значение), если к ее среднему значению прибавить $2S$. Таким образом,

$$\lambda_{ан}^H = \bar{\lambda}_{ан} + 2S = 0,75 \frac{\sigma_a}{R_6} + 4,67. \quad (V.2)$$

Линия, соответствующая этому выражению, отсекает почти все экспериментальные точки (см. рис. V.6).

Для получения расчетного значения $\lambda_{ан}$ необходимо учесть требования безопасности — установить коэффициент безопасности. В нашем случае мы можем обосновать его введение достаточно строго. Известно, что начало сдвига свободного конца стержня еще не означает нарушения анкеровки арматуры, однако ползучесть анкеровки начинает проявляться в большей степени. Если же сдвиг незагруженного конца превышает некоторую величину (0,1 мм или более), то перемещения стержня могут развиваться, что при длительном действии нагрузки в конечном счете приведет к нарушению анкеров-

ки [56, 102, 103]. Необходимо установить расчетное значение относительной длины анкеровки таким, чтобы с заданной доверительной вероятностью не допустить сдвиг незагруженного конца стержня.

Для определения требуемого увеличения длины анкеровки были обработаны те же экспериментальные данные, но в формулу (V.1) вводились опытные значе-

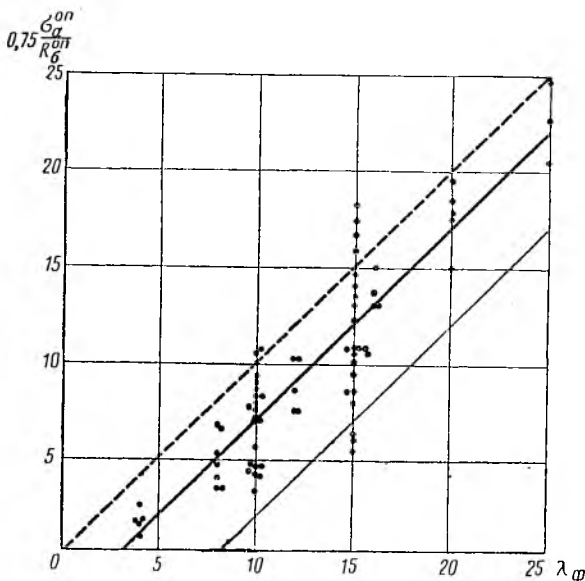


Рис. V.8. Сопоставление расчетных значений относительной длины анкеровки с опытными данными по началу сдвига незагруженного конца стержня

— — — расчетная по формуле (V.1); — — — средние значения по опытам (нижняя линия — граница доверительного интервала)

ния напряжений в арматуре при начале сдвига. Из графика на рис. V.8 видно, что среднее значение относительной длины анкеровки должно быть увеличено примерно на 3λ . Отсюда следует, что при малых значениях длины заделки сдвиг незагруженного конца стержня начинается относительно раньше, при больших же — позднее. При очень большой длине анкеровки сдвиг вообще может не произойти. Анализ гистограммы отклонений опытных значений λ от расчетных (см. рис. V.7, б)

показывает хорошее совпадение центра распределения со средним расчетным значением. Среднеквадратическое отклонение равно: $S=2,44\lambda$, т. е. практически совпадает с аналогичным отклонением по прочности анкеровки.

Расчетное значение относительной длины анкеровки может быть принято равным:

$$\lambda_{ан} = 0,75 \frac{\sigma_a}{R_б} + 5 + 3 = 0,75 \frac{\sigma_a}{R_б} + 8; \quad (V.3)$$

при этом с вероятностью 0,977 не произойдет даже начала сдвига стержней. В данном случае коэффициент запаса введен как постоянное слагаемое к нормативному значению $\lambda_{ан}^н$.

При переходе от действительных (средних) значений напряжений в арматуре и прочности бетона к их расчетным значениям и введении призменной прочности бетона расчетная длина анкеровки будет выражаться следующей зависимостью:

$$\lambda_{ан} = 0,5 \frac{R_a}{R_{пр}} + 8. \quad (V.4)$$

Для учета конкретных условий анкеровки арматуры в железобетонных конструкциях при установлении расчетного значения $\lambda_{ан}$ вводится коэффициент условия работы $m_{ан}$, при этом дополнительные факторы запаса могут учитываться изменением значения второго члена уравнения (V.4).

Таким образом, расчетное значение относительной длины анкеровки во всех случаях будет определяться по уравнению

$$\lambda_{ан} = m_{ан} \frac{R_a}{R_{пр}} + \Delta\lambda. \quad (V.5)$$

Для определения расчетной длины стыков арматуры внахлестку без сварки воспользуемся результатами испытаний 30 балок прямоугольного сечения (проведенных Н. Н. Лессиг, С. А. Дмитриевым и автором), которые были армированы в растянутой зоне двумя стержнями, стыкуемыми в середине пролета. Применялись стержни диаметром 19, 20, 28, 30, 32 и 40 мм гладкие и периодического профиля. На длине стыков устанавливались замкнутые хомуты. При загрузении балок двумя сосредоточенными силами в третях пролета стыки располагались в зоне постоянных моментов.

На графике рис. V.9 показано влияние прочности бетона на напряжения в арматуре при длине нахлестки стержней, равной $30d$, в момент разрушения балок. Для стержней периодического профиля и гладких прослеживается четкая линейная связь. При прочности бетона

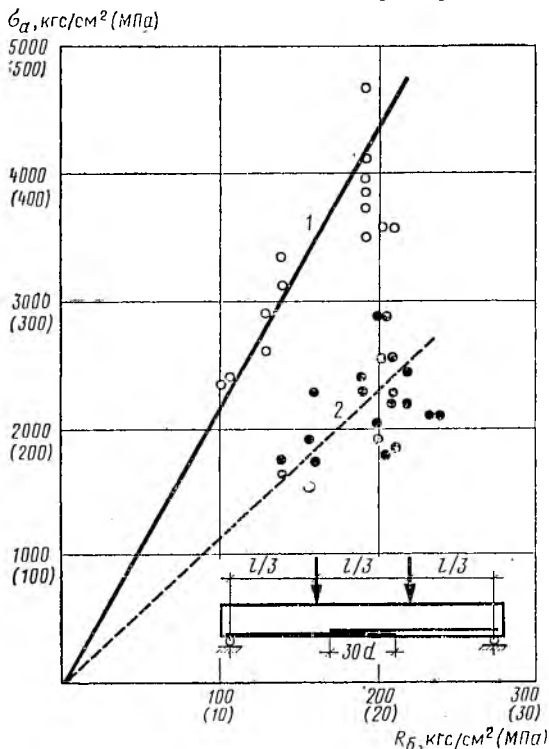


Рис. V.9. Зависимость напряжений в арматуре при разрушении балок со стержнями, стыкуемыми внахлестку ($\lambda_{ст} \approx 30$), от прочности бетона

1 — стержни периодического профиля; 2 — стержни гладкие

192—204 кгс/см² во всех случаях разрушение балок наступало при напряжениях в арматуре, равных пределу текучести или выше его. В результате определения зависимости средних значений напряжений в арматуре при разрушении стыка от прочности бетона при заданной относительной длине нахлестки и использования аналогичной зависимости прочности анкеровки при вы-

дергивании стержней из призм установлено, что значение $m_{ан}$ для данного случая должно быть увеличено в 1,8 раза. Для гладких стержней учитывалось влияние приварки поперечных стержней и устройство крюков и значение $m_{ан}$ увеличивалось лишь в 1,5 раза по сравнению с принятым для гладких стержней при их выдергивании из призм.

Рассмотрим необходимость корректировки второго члена уравнения ($\Delta\lambda$). Разброс опытных значений при испытании стыков в нахлестку был незначительным. Характерно, что при увеличении длины нахлестки для стержней диаметром 32 мм с $30d$ до $35-37d$, т. е. на $5-7d$, напряжения в арматуре при разрушении балок превысили предел текучести на 13,5%, а трещины у концов стыков раскрылись на несколько миллиметров. Таким образом, при прочности бетона $100-200 \text{ кгс/см}^2$ и значении $\Delta\lambda=8$ обеспечивается надежность стыков внахлестку с заданной вероятностью и безопасностью. Однако с повышением прочности бетона и соответствующим сокращением длины нахлестки опасность раскола бетона будет возрастать, так как прочность его на растяжение растет медленнее, чем на сжатие (соотношение между R_p и $R_{пр}$ может изменяться примерно в два раза при переходе от марки 150 к марке 800). Поэтому следовало бы соответственно увеличить слагаемое $\Delta\lambda$, учитывающее безопасность заделки от 3 до 6. Для упрощения можно принять единое значение для всех случаев, а именно $\lambda=11$. При малой расчетной длине заделки $\Delta\lambda$ будет иметь решающее значение, а при большей — влияние его будет незначительным.

Кроме того, необходимо в пределах стыка для предотвращаения отрыва бетона растянутой зоны устанавливать соответствующую поперечную арматуру. На основании указанных выше опытов было выявлено, что если соотношение между усилием, передаваемым арматурой в стыке ($N_a = F_a \bar{R}_a$), и усилием, необходимым для отрыва участка бетона шириной v , приходящимся на один продольный стыкуемый стержень ($N_p = v l_{ст} R_p$), будет меньше 0,8, то специальной поперечной арматуры можно не устанавливать. Если это соотношение больше указанной величины, то установка поперечной арматуры (хомутов, шпилек и т. п.) обязательна (ее количество может быть определено по соответствующим зависимостям).

При проектировании необходимо знать длину запуска стержней в растянутой зоне бетона за сечение, в котором они перестают требоваться по расчету, т.е. анкеровку арматуры в растянутом бетоне. Эта величина в зарубежных нормах обычно принимается как базисная, хотя прямыми экспериментами ее трудно определить. Для определения длины запуска стержней воспользуемся результатами испытаний стыков внахлестку, расположенных в растянутом бетоне, а также испытаний на выдергивание спаренных стержней и стержней, расположенных рядом. В последних случаях напряжения в арматуре при нарушении анкеровки ниже на 15—25%, чем для одиночных стержней. В зарубежной практике обычно принимают, что длина стыков внахлестку должна быть минимум в 1,3 раза больше, чем длина заделки стержней в растянутом бетоне. Таким образом, коэффициент условия работы $m_{ан}$ для стыков внахлестку достаточно снизить на 0,8, сохранив значение $\Delta\lambda$, что и позволит определить требуемую длину запуска с достаточной надежностью.

Относительную длину заделки стержней арматуры в сжатой зоне бетона можно определить, базирываясь на испытаниях по выдергиванию и вталкиванию стержней в призмах, бетон в которых при этом сжимается. Эпюры распределения напряжений сцепления по длине анкеровки при выдергивании и вталкивании как по форме, так и по величине оказываются близкими. Поэтому для практических целей можно принять полученную экспериментальную зависимость (V.4) для случая анкеровки стержней в сжатом бетоне независимо от того, действуют ли на них растягивающие или сжимающие усилия. Эта же зависимость может быть сохранена и для случаев анкеровки стержней в массивных блоках.

Значение длины стыков внахлестку для сжатой зоны бетона можно установить, увеличив коэффициент условия работы $m_{ан}$ в той же пропорции, что и для растянутых стержней. При этом, безусловно, должно соблюдаться требование по поперечному армированию элементов в зоне стыка.

Рассмотрим влияние на анкеровку поперечного (по отношению к стержню) обжатия бетона.

С увеличением интенсивности обжатия бетона в пределах 0,1—0,4R прочность анкеровки при выдергивании возрастает. При этом чем эффективность сцепления ни-

же, тем больше эффект обжатия (рис. V.10). Однако при более высоком обжатии прочность анкеровки начинает снижаться из-за раскола бетона, поэтому в опорных участках элементов не следует допускать сжимающих напряжений в бетоне выше $0,5 R_{пр}$ при расчетных нагрузках. Изменение прочности анкеровки при увеличении степени обжатия бетона может быть аппроксимировано криволинейной зависимостью (см. рис. V.10)

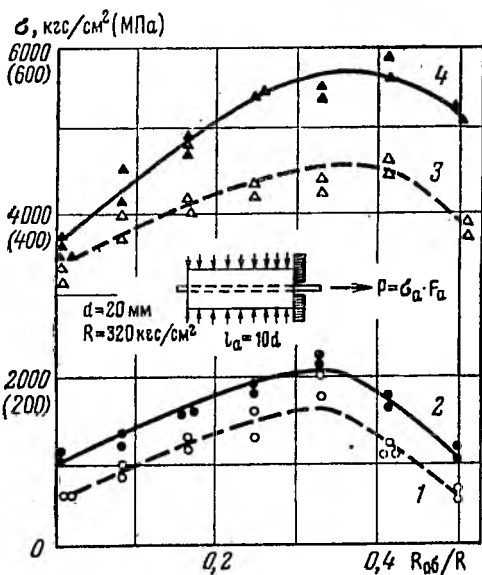


Рис. V.10. Влияние поперечного обжатия бетона на прочность анкеровки

при гладкой арматуре:
1 — начало скольжения;
2 — нарушение анкеровки; при арматуре периодического профиля: 3 — начало скольжения; 4 — нарушение анкеровки

или заменено линейной на участке $0,1—0,4 R$. В среднем при таком обжатии прочность анкеровки арматуры периодического профиля возрастает в 1,3 раза, а гладкой — в 1,5 раза. Эксперименты по анкерровке рабочей арматуры балок в колоннах [26] показали, что даже при незначительном обжатии бетона колонны резко возрастают усилия при начале сдвига стержней. Следовательно, обжатие бетона повышает, кроме того, надежность анкеровки.

Влияние косвенного армирования весьма существенно. С увеличением объемного процента армирования (μ_k) значительно повышаются прочность анкеровки, а в особенности усилия при начале сдвига незагруженно-

го конца стержня (рис. V.11). Однако при $\mu_k \geq 6\%$ роль косвенного армирования снижается. Значительное влияние имеет и расположение косвенной арматуры по длине анкеровки. Наиболее целесообразно сосредотачивать такую арматуру у нагруженного конца стержня. Для расчетов можно принять линейную зависимость прочности анкеровки от процента косвенного армирования ($1+13 \mu_k$), которая справедлива при $\mu_k \leq 6\%$.

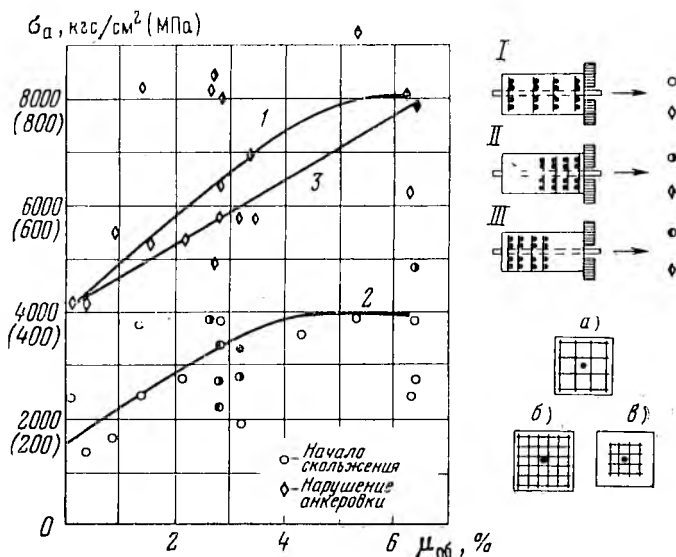


Рис. V.11. Влияние косвенного армирования на анкеровку

I, II, III — схемы размещения сеток по длине образца; а, б, в — типы поперечных сеток; 1 — средние значения прочности анкеровки; 2 — средние значения напряжения в арматуре при начале сдвига стержней; 3 — расчетная прочность анкеровки, определяемая по формуле $\sigma_{ан} = \sigma_a (1 + 13 \mu_k)$

Следует отметить, что при наличии косвенной арматуры соблюдается прямая пропорциональность между длиной заделки и напряжениями в арматуре при нарушении анкеровки, даже если они достигают $15\,500 \text{ кгс/см}^2$ (рис. V.12).

Особенность анкеровки стержней на опорных участках изгибаемых элементов была выявлена при испытании 48 специальных балочных образцов, проведенном С. А. Дмитриевым совместно с автором. Характер перемещений растянутой арматуры по отношению к гра-

ни бетона у опоры оказался аналогичным перемещению нагруженного конца стержня при выдергивании из призм. Прочность анкеровки в этих случаях оказалась близкой, как и величина напряжений в арматуре при начале сдвига незагруженного конца стержней. Правда, при низкой прочности бетона ($R_b=100$) и небольшой длине опорного участка прочность анкеровки была

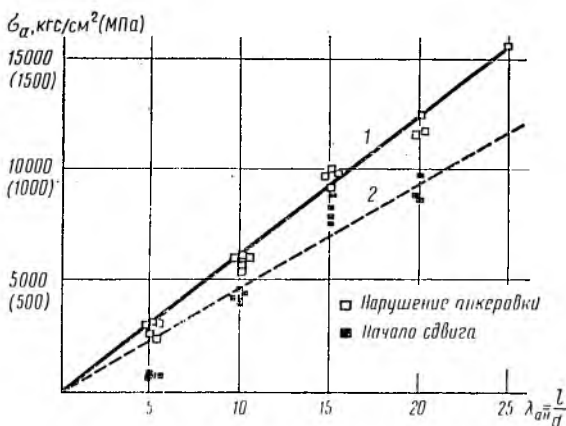


Рис. V.12. Зависимость напряжений в арматуре при нарушении анкеровки и начале сдвига от величины относительной заделки ($\lambda_{ан}$) для призм с косвенным армированием ($\mu=2,4...2,8\%$) из бетона прочностью 350 кгс/см^2 для стержней диаметром $12-25 \text{ мм}$ (по данным Уралгипстромпроекта)

$$1 - \lambda_{ан} = 0,57 \frac{\sigma_a}{R} ; 2 - \lambda_{ан} = 0,75 \frac{\sigma_a}{R}$$

более высокой, что объясняется повышенным относительным обжатием бетона на опоре. Поэтому при расчете анкеровки стержней на опорах с достаточной надежностью можно воспользоваться зависимостями, установленными при выдергивании стержней из призм.

Таким образом, на основании анализа и обобщения результатов экспериментов стало возможным определить значения параметров $m_{ан}$ и $\Delta\lambda$ для расчета анкеровки ненапрягаемой арматуры по формуле (V.5). Для основных случаев значения величин $m_{ан}$ и $\Delta\lambda$ приведены в табл. V.1. В этой же таблице приведены минимальные допустимые величины относительной длины анкеровки $\lambda_{ан}$ и абсолютного значения длины заделки

Таблица V.1. Значения величин $m_{ан}$ и $\Delta\lambda$, а также минимальные допускаемые значения $l_{ан}$ и $\lambda_{ан}$ при расчете длины заделки арматуры и длины перепуска стыков арматуры

Условия работы арматуры	Стержни периодического профиля				Круглые (гладкие) стержни ¹			
	$m_{ан}$	$\Delta\lambda$	$\lambda_{ан}$	$l_{ан}$, мм	$m_{ан}$	$\Delta\lambda$	$\lambda_{ан}$	$l_{ан}$, мм
			не менее				не менее	
Заделка растянутой арматуры в растянутом бетоне	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
Заделка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200
Стыки внахлестку в растянутом бетоне	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
То же, в сжатом бетоне	0,65	8	15	200	1	8	15	200

¹ Круглые (гладкие) стержни должны оканчиваться крюками или должны иметь приваренную поперечную арматуру по длине заделки и в стыках внахлестку.

$l_{ан}$, установленные по конструктивным соображениям с учетом опыта проектирования и результатов экспериментов.

Относительная длина анкеровки арматуры и перепуска стержней в стыках внахлестку $\lambda_{ан} = \frac{l_{ан}}{d}$, подсчитанная по формуле (V.5) и данным табл. V.1, приводится для сталей классов А-I, А-II и А-III в табл. V.2.

В случае, когда продольная растянутая или сжатая арматура элемента в местах его заделки учитывается в расчете с полным расчетным сопротивлением, длина ее заведения за грань опоры (заделки) должна быть не менее величин, установленных в табл. V.2. При невозможности выполнения этого требования следует принять меры для обеспечения надежной анкеровки. Например, установить косвенную арматуру. Ее влияние можно учитывать уменьшением коэффициента условия работы $m_{ан}$ (см. табл. V.1) путем деления на величину $1 + 13 \mu_k$ (при $\mu_k \leq 0,06$). При наличии нормального по отношению к оси анкеруемого стержня обжатия бетона в пределах $0,1 - 0,5 R_{пр}$, кроме того, допускается сни-

Таблица V.2. Значения относительной длины анкеровки арматуры ($\lambda_{ан} = \frac{l_{ан}}{d}$), и относительной длины перепуска стержней в местах стыков внахлестку в зависимости от прочности бетона

Условия работы арматуры	Класс арматуры	Марка бетона							
		150	200	300	400	500	600	700	800
Заделка растянутой арматуры в растянутом бетоне	A-I	47	37	29	25	23	21	20	20
	A-II	36	30	24	21	20	20	20	20
	A-III	46	36	28,5	24,5	22,5	21	20	20
Заделка растянутой или сжатой арматуры в сжатом бетоне	A-I	32	26	20	17	16	15	15	15
	A-II	26,5	21,5	17	15	14	13	12,5	12
	A-III	33	26,5	20,5	17,5	16	15	14	13,5
Стыки внахлестку в растянутом бетоне	A-I	57	45	33	29	26	24	22,5	21
	A-II	44,5	35,5	27,5	24	22	20,5	20	20
	A-III	56	44	33,5	28,5	25,5	23,5	22	21
То же, в сжатом бетоне	A-I	38	30	23	20	18	17	16	15
	A-II	34	26	20	18	16	15	15	15
	A-III	40	34	24	21	19	17	16	15

жать значение $\Delta\lambda$ на 5. При этом величина $l_{ан}$ должна быть не менее $10d$. Допускается также отгибать анкеруемые стержни, но лучше приваривать к концам стержней анкерующие пластины или закладные детали.

Если анкеруемые стержни поставлены с запасом по сравнению с расчетом на прочность и усилия в них не могут увеличиваться, длину анкеровки допускается уменьшать. Ее величину можно вычислить по формуле (V.5), подставляя вместо R_a фактическое значение напряжения σ_{af} в стержнях.

На крайних свободных опорах изгибаемых элементов для обеспечения анкеровки стержней, доходящих до опор, в случае образования около них наклонных трещин, длина запуска растянутых стержней должна приниматься не менее установленной в табл. V.2 для анкеровки в «сжатом бетоне». Если фактические напряжения в растянутой продольной арматуре в сечении с трещиной будут меньше R_a , то длину заделки можно

определять по формуле (V.5), заменяя значение R_a на $\sigma_{ан}$. Эту величину можно подсчитывать по действующему моменту в наклонном сечении и исходя из того, что напряжения в поперечной арматуре достигают своего расчетного сопротивления.

Дальнейшее уменьшение длины запуска стержней на опоре может быть допущено только при условии принятия специальных мер: постановка дополнительной поперечной арматуры у опор, позволяющая сократить напряжения в продольной арматуре ($\sigma_{ан}$); установка на опорных участках косвенного армирования. При этом можно учитывать и обжатие бетона (сокращение $\Delta\lambda$), если к концам стержней приварена поперечная арматура, однако длина заделки не может быть меньше $5d$. Анкеровка может быть усилена и путем приварки концов стержней к закладным деталям или шайбам.

В.3. АНКЕРОВКА НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ

Для проектирования преднапряженных конструкций с арматурой периодического профиля необходимо знать условия передачи напряжений с арматуры на бетон в процессе изготовления элементов и дальнейшую их совместную работу при загрузении конструкций до разрушения. Предварительно натянутую арматуру после приобретения бетоном требуемой прочности освобождают от закрепления на упорах, и она за счет сил упругости и сцепления обжимает бетон. В результате на концах изделий возникает зона передачи усилий. Длину этой зоны и характер изменения напряжений в ней необходимо знать при расчете конструкций на образование трещин и проверке прочности наклонных сечений. При небольшой прочности бетона и значительной величине передаваемых напряжений арматура может проскользнуть из-за нарушения сцепления или раскола торца элемента. В стадии эксплуатации с увеличением нагрузки и появлением трещин в бетоне растут напряжения в арматуре и на приопорных участках, что может привести к выдергиванию из них стержней. Вопросы передачи напряжений с арматуры на бетон посвящены многочисленным теоретическим и экспериментальным исследованиям, выполненные как за рубежом, так и в нашей стране. [13, 17, 33, 60, 103, 117, 122 и др.]. Обычно при теоретических

исследованиях напряженное состояние бетона оценивается с позиций теории упругости, как задачи о плоском напряженном состоянии [33]. С этих же позиций определяется напряженно-деформированное состояние полого толстостенного цилиндра (призмы), внутренняя поверхность которого загружена касательными или нормальными усилиями, имитирующими воздействие арматуры. Точные решения таких задач приводят к сложным математическим выражениям и необходимости использования ЭВМ. Эти решения дают качественную картину распределения напряжений в арматуре и бетоне для наиболее простых случаев. Однако действительный характер такого распределения зависит от многочисленных факторов, обуславливающих сцепление арматуры с бетоном. Для оценки их влияния необходимо рассмотреть результаты экспериментальных исследований.

В большинстве случаев испытания проводятся с призматическими или цилиндрическими образцами, по оси которых расположена напрягаемая арматура. В процессе отпуска натяжения изменение напряженного состояния арматуры и бетона определяется по их деформациям, измерение которых производится, как правило, тензодатчиками, наклеенными на стержни и на поверхность бетона. Замеряется также величина втягивания конца арматуры. По ней можно судить о длине зоны передачи напряжений, используя эмпирические или теоретические зависимости [6, 87, 120, 121].

Изменения напряжений у арматуры в рассматриваемой зоне носят криволинейный характер. От нуля на торце они сначала интенсивно возрастают, но с увеличением заделки их прирост снижается до тех пор, пока напряжения в арматуре окончательно не стабилизируются. Касательные напряжения при этом резко возрастают до своего максимума, который располагается недалеко от торца, после чего плавно снижаются до нуля у конца зоны передачи напряжений.

Аналогично изменяются продольные напряжения и на поверхности бетона. У некоторых образцов (при большой их ширине) непосредственно у торца на небольшом участке фиксируются растягивающие напряжения.

Границей зоны передачи напряжений является сечение образца, в котором деформации арматуры и поверхности бетона становятся одинаковыми. В этом сечении бетон перестает депланироваться, а напряжения сцепле-

ния равно нулю. Расстояние от торца до этой границы и определяет длину зоны передачи напряжений ($l_{п.н}$). Однако точное ее значение теоретически и экспериментально установить трудно. Кривая изменения напряжений лишь асимптотически стремится к своему постоянному значению. Поэтому следует определять и пользоваться условной величиной $l_{п.н}$, при которой на бетон передается 0,95—0,97 усилий в арматуре. Погрешность в определении величины обжатия бетона будет при этом ничтожной. Для упрощения расчетов в дальнейшем удобно заменить действительную кривую изменений напряжений в арматуре двумя прямыми: одной, идущей от нуля на торце элемента до максимального значения напряжений у условной границы, и другой, расположенной на уровне установившихся (максимальных) напряжений от условного до истинного значения $l_{п.н}$. Последний участок может составлять 0,25 первого и даже большую долю.

Анализ результатов многочисленных экспериментов показал, что прямой зависимости величины $l_{п.н}$ от значения напряжений в арматуре и прочности бетона не наблюдается. Чтобы установить закономерность изменения $l_{п.н}$ на основе экспериментальных данных, потребовалось определять условное значение $l_{п.н}$ по единой методике, оперировать с относительной величиной зоны передачи напряжений $\lambda_{п.н} = \frac{l_{п.н}}{d}$ и учитывать влияние геометрических размеров образцов (относительной их ширины $\lambda_c = \frac{c}{d}$).

Если представить, что напряжения с арматуры на бетон передаются через «штампы», расположенные по ее длине (рис. V.13), то усилия от крайнего «штампа», передаваемые на торец, как известно, смогут равномерно обжать бетон образца лишь на расстоянии, равном его ширине $C(\lambda_c)$. Очевидно, что длина этого участка теоретически не зависит ни от прочности бетона, ни от величины передаваемого усилия, т. е. λ_c есть постоянная составляющая относительной длины зоны передачи напряжений ($\lambda_{п.н}$). Наоборот, распределение усилий между внутренними штампами и соответствующая им зона передачи напряжений определяются формой и длиной эпюры напряжений сцепления ($\tau_{сщ}$), которая зависит от свойств бетона и напряжений в арматуре.

Если обозначим относительную длину передачи напряжений, зависящую от сил сцепления, $\lambda_{\tau}(l_{\tau})$, то

$$\lambda_{п.н} = \lambda_c + \lambda_{\tau}. \quad (V.6)$$

Поэтому более правильно назвать $l_{п.н}$ — длиной зоны передачи напряжений, а не длиной зоны анкеровки ($l_{ан}$),

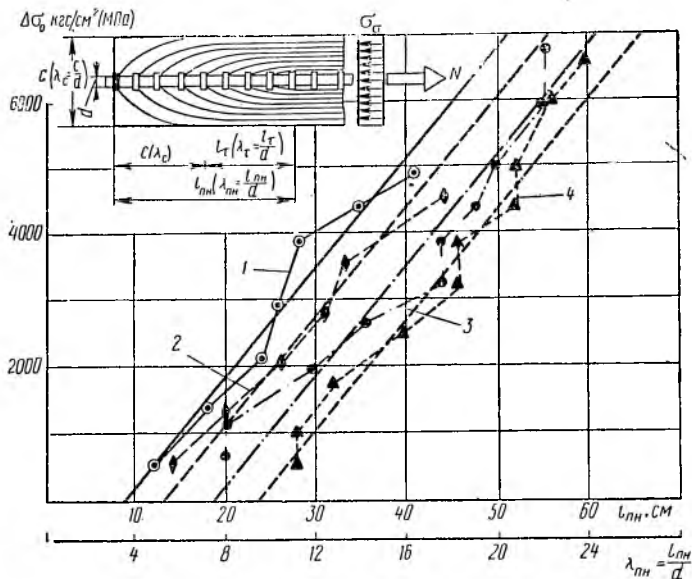


Рис. V.13. Изменение длины зоны передачи напряжений ($l_{п.н}$) в зависимости от величины передаваемого усилия ($\Delta N = F_a \Delta \sigma_0$) и ширины образца (c) (по данным М. И. Додонова)

1 — $\lambda_c = 3$; 2 — $\lambda_c = 5,8$; 3 — $\lambda_c = 8,5$; 4 — $\lambda_c = 11,7$

(прямые линии — средние значения)

поскольку эта величина зависит не только от анкерующих свойств арматуры, что подтверждается графиками результатов испытаний образцов различной ширины, проведенных М. И. Додоновым (см. рис. V.13). С увеличением передаваемых арматурой напряжений ($\Delta \sigma$) приращение длины $l_{п.н}$ для всех образцов оказалось практически одинаковым. Если продлить линии (средние значения), характеризующие зависимость $\Delta \sigma - l_{п.н}$, до пересечения с осью абсцисс, то они отсекут на ней отрезки,

длина которых соответствует ширине (в данном случае диаметру) испытанных образцов.

Для установления зависимости λ_{τ} от величины передаваемых арматурой напряжений и прочности бетона были обработаны результаты испытаний, проведенных Т. И. Астровой, Н. М. Мулиным и М. И. Додоновым [6, 50, 51]. Диаметр арматуры в опытах изменяли от 14 до 25 мм, степень ее натяжения — от 2760 до 11 500 кгс/см²

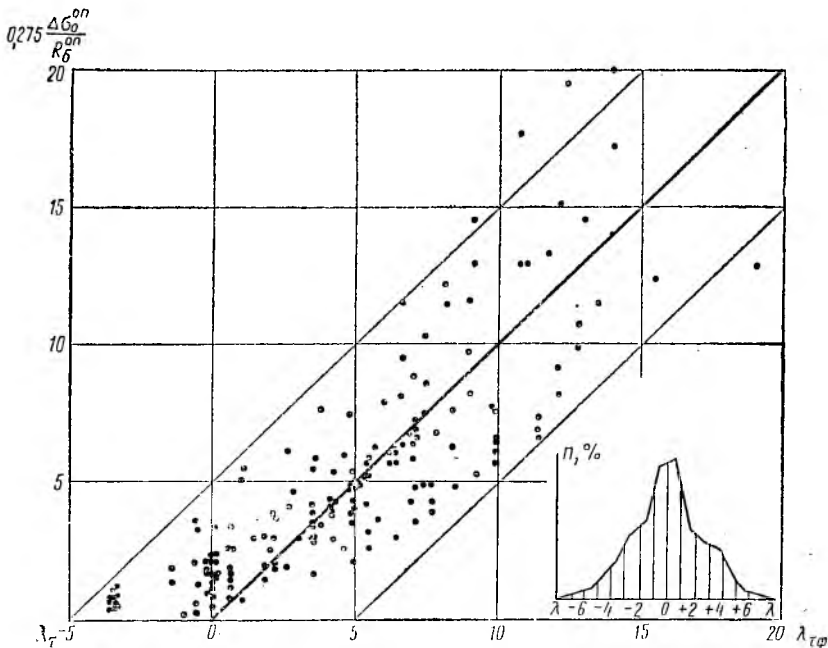


Рис. V.14. Сопоставление расчетных значений относительной длины зоны передачи напряжений (λ_{τ}) с фактическими ($\lambda_{\tau ф}$) и распределением отклонений опытных значений от расчетных (внизу, в правом углу), (верхняя и нижняя линии — границы доверительного интервала)

(1150 МПа), прочность бетона — от 93 до 436 кгс/см² (43,6 МПа), а относительную ширину образца (λ_c) — от 3 до 11,5. Величина λ_{τ} определялась как разность $\lambda_{п.н} - \lambda_c$. Характер изменения λ_{τ} с ростом параметра $\frac{\Delta \sigma}{R}$ оказался весьма разнообразным. Прямого влияния прочности бетона или абсолютного значения $\Delta \sigma$ нет, од-

нако линия регрессии близка к прямой, что позволяет установить следующую зависимость:

$$\lambda_{\tau} = 0,275 \frac{\Delta\sigma_0}{R_6}, \quad (V.7)$$

Подставляя опытные значения $\Delta\sigma$ и R_6 в эту формулу, легко определить соответствие расчетных значений λ_{τ} опытным данным, а также установить степень их изменчивости (рис. V.14). Оказалось, что средние опытные значения близки к расчетным, а среднее квадратическое отклонение составляет $S=2,46$, т. е. аналогично величинам, полученным для оценки прочности анкеровки. Таким образом, величина λ_{τ}^H с доверительной вероятностью 0,977 может определяться по формуле

$$\lambda_{\tau}^H = \bar{\lambda}_{\tau} + 2S = 0,275 \frac{\Delta\sigma_0}{R_6} + 2S, \quad (V.8)$$

а расчетное значение относительной длины зоны передачи напряжений — по формуле

$$\lambda_{п.н} = \lambda_c + 0,275 \frac{\sigma_0}{R_6} + 5. \quad (V.9)$$

Для оценки правомерности использования установленных зависимостей при определении длины зоны передачи напряжений в реальных конструкциях были рассмотрены результаты, полученные при испытании балочных образцов. Например, в подкрановых балках с помощью датчиков была определена величина $l_{п.н}$ при передаче напряжений от четырех стержней диаметром 40 мм, расположенных в два ряда. Значение $\lambda_{п.н}$ оказалось равным 7—8. Величина λ_c принималась равной отношению удвоенного расстояния центра тяжести арматуры от грани к диаметру стержней, а λ_{τ} определялась по формуле (V.7). При этом расчетное значение $\lambda_{п.н}$ было получено равным 8, что соответствует опытным данным.

При рассмотрении результатов измерения длины зоны передачи напряжений для опытных образцов балок прямоугольного сечения, испытанных в НИИЖБ, λ_c устанавливалась по расстоянию от граней до центра стержней или по ширине образцов. В обоих случаях расчет-

ные значения $\lambda_{п.п}$ соответствовали фактическим. Замеренные величины $\lambda_{п.п}$ были в пределах установленного доверительного интервала ($\pm 2S = \pm 5\lambda$), если не происходил раскол торцов.

На основании полученных зависимостей можно произвести дальнейшее упрощение расчетов. Обычно толщина защитного слоя бетона принимается минимальной. На опорах она должна быть не менее $(2 \dots 3)d$, но допускается для целого ряда конструкций снижать ее до d . Таким образом, расстояние от центра арматуры до грани элемента будет изменяться в пределах $(1,5 \dots 3,5)d$ и составит в среднем $2,5d$. При этом величина $\lambda_c = 5$. Зная предельные значения напряжений в арматуре разных классов с учетом первых потерь, можно подсчитать по формуле (V.9) длину зоны передачи напряжений, округленные значения которой приведены в табл. V.3. Они ограничены величиной $\lambda_{п.п} = 15$ для обеспечения требуемой надежности.

Таблица V.3. Относительная длина зоны передачи напряжений стержневой напрягаемой арматуры в бетоне $\lambda_{п.п}$

Класс арматуры	Значения $\lambda_{п.п}$ при кубиковой прочности бетона R_b , кгс/см ²			
	140	200	300	400
A-IV и Ат-IV	20	15	15	15
A-V и Ат-V	25	20	15	15
Ат-VI	—	25	20	15

В сплошных плитах не следует принимать $\lambda_{п.п}$ меньшим, чем расстояние между напрягаемой арматурой.

В случае мгновенной передачи усилий обжатия могут появиться продольные трещины или произойдут нарушения контактного слоя бетона. При одновременной передаче усилий обжатия в закрепленных еще на упорах стержнях усилия могут возрастать, что приводит к выдергиванию их из концевых участков элемента и некоторому нарушению сцепления. В этих случаях при расчетах следует предусматривать увеличение длины зоны передачи напряжений (на $\sim 0,25 l_{п.п}$). Для стержней диаметром 20 мм и более допускать мгновенную передачу усилий не следует [60, 122 и др.].

Для обеспечения требуемой прочности анкеровки при передаче (даже плавной) усилий обжатия необходимо предотвращать раскол бетона, а если это произойдет, то не допускать чрезмерного раскрытия и развития продольных (радиальных) трещин. Полностью предотвратить возникновение таких трещин, которые начинают развиваться от поверхности арматуры, трудно. Увеличение прочности бетона и толщины защитного слоя не дает полной гарантии, так как возникновение трещин не находится в прямой зависимости от этих факторов. Поэтому для обеспечения прочности анкеровки необходимо устанавливать поперечную (косвенную) арматуру на торцевых участках всех конструкций, у которых стержни имеют высокий уровень напряжений (≥ 300 МПа).

Установление момента появления и развития «радиальных» трещин представляет значительные трудности. В настоящее время под руководством М. М. Холмянского во ВНИИЖелезобетоне разработана оригинальная методика определения расчетом возникновения и раскрытия трещин раскалывания [122]. Интересны результаты специальных опытов по проверке прочности анкеровки, проведенные в НИИЖБ М. И. Додоновым. На призмные образцы сечением 14×14 см передавалось усилие обжатия от стержней диаметром 14 мм, напряжения в которых достигали $10\,500$ кгс/см² (1050 МПа). Прочность бетона изменялась от 198 до 380 кгс/см², толщина защитного слоя — от 1,5 до 6 см (1—4 d). Стержни занимали различное положение в сечении, а торцевые участки имели косвенное армирование различных видов. Было установлено, что наличие косвенной арматуры практически не влияет на длину зоны передачи напряжений, если не происходит раскол бетона.

При изменении толщины защитного слоя a от 1 до 4 d передаваемые арматурой напряжения, приводящие к расколу неармированных торцов призм, увеличивались от 4500 до 9000 кгс/см². При наличии сварных сеток ($\mu_k = 2,8\%$) эти напряжения повысились, а величина их изменялась в пределах от 7500 до 10 500 кгс/см² (при $a = 4d$ трещины не образовывались). Важно, что после появления трещин обеспечивалась дальнейшая полная передача усилий обжатия, величина $l_{п.п}$ увеличилась не столь существенно.

Аналогичное влияние оказали и металлические закладные детали (в данном случае обоймы). Спиральи,

надеты на концы стержней, несколько отдалили раскол торцов, который обычно проходил по наружной поверхности спиралей. Применение спиралей при групповом расположении стержней нецелесообразно, так как и в этом случае необходимо ставить замкнутые хомуты или сетки. Поэтому при выполнении требований норм по установке у концов преднапряженных элементов дополнительных сварных сеток и замкнутых хомутов с шагом 5—7 см и соблюдению указаний о минимальной прочности бетона при отпуске натяжения надежность анкеровки напрягаемой арматуры будет обеспечиваться.

Целесообразно косвенную (поперечную) арматуру располагать на участке не менее $0,6 l_{пл}$, даже при наличии закладных деталей, а величину μ_k назначать не менее 2%. Надежность косвенного армирования торцов типовых конструкций должна тщательно проверяться при испытаниях как при передаче усилий обжатия, так и в случае раскрытия косых трещин у опор при нагружении.

Специальные испытания [6] позволили выявить специфику анкеровки напрягаемой арматуры при ее выдергивании из концевых участков элементов. Оказалось, например, что у ненапряженной арматуры сдвиг свободного конца начался после приложения выдергивающего усилия, равного 14 тс (0,14 МН), а при 16 тс прочность анкеровки была полностью нарушена. После передачи от напряженной арматуры на бетон усилия в 8 тс стали производить выдергивание стержня из другого, обжатого торца элемента. Анкеровка нарушилась при усилнии 23 тс, а сдвиг ненагруженного конца так и не произошел. Повидимому, происходит как бы сложение усилий выдергивания ненапрягаемой арматуры с усилием, переданным напрягаемой арматурой при обжатии бетона (8 тс + 16 тс = 24 тс). При определенных условиях это четко прослеживается при сопоставлении изменения напряжений в арматуре на длине заделки. Происходит сложение эпюр $\tau_{сд}$, максимальные значения которых располагаются вблизи противоположных концов участка заделки. Поэтому напряжения сцепления равномернее распределяются по длине заделки, что и повышает прочность анкеровки при выдергивании.

Во всех же случаях при расчете конструкций требуется обязательная проверка прочности по наклонному сечению у опоры. Расчетное же сопротивление напрягае-

мой арматуры в этом месте должно снижаться пропорционально соотношению $\frac{l_x}{l_{п.н}}$, где l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемой точки. Это приводит к необходимости постановки дополнительной поперечной арматуры, которая разгружает рабочую арматуру в случае возникновения кривой трещины. Положительно сказывается на прочности анкеровки напряженной арматуры установка косвенного армирования у торцов. Все же длина опоры не должна быть меньше 4—5 диаметров стержней.

Глава VI. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СО СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРОЙ

VI.1. РАБОТА ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Практика проектирования и применения железобетонных конструкций требует решения ряда задач по расчету момента образования трещин, величины раскрытия трещин после их появления, деформаций и несущей способности (прочности). Необходимо определить действительное напряженное состояние железобетонных элементов на любой стадии их работы и соответствующие им деформации [28, 29, 31]. Обычно мы решаем обратную задачу — изучаем деформативное состояние, а по нему стремимся воссоздать напряженное состояние.

Изучение напряженного и деформированного состояния изгибаемых элементов, в котором бетон растянутой зоны пронизан трещинами, сложно. Кроме многочисленных факторов, влияющих на работу таких элементов, существенное значение имеют вид арматурной стали, ее прочностные и упругопластические характеристики, а также профиль и диаметр самих стержней. Поэтому в настоящей главе вкратце изложена специфика работы изгибаемых элементов, связанная с применением стержней периодического профиля и новых классов такой арматуры повышенной и высокой прочности.

В общем случае при работе на изгиб под влиянием внешних воздействий, которые изменяются от нуля до предельных значений, можно выделить четыре основные стадии напряженно-деформированного состояния элементов. Разделение на стадии в определенной степени условно, но оно необходимо для установления основных общих закономерностей, которые могут принципиально меняться с переходом от одной стадии к другой.

График на рис. VI.1, А показывает обобщенную картину изменения кривизн элемента под воздействием изгибающего момента, когда элемент разрушается после возникновения и развития пластических деформаций в

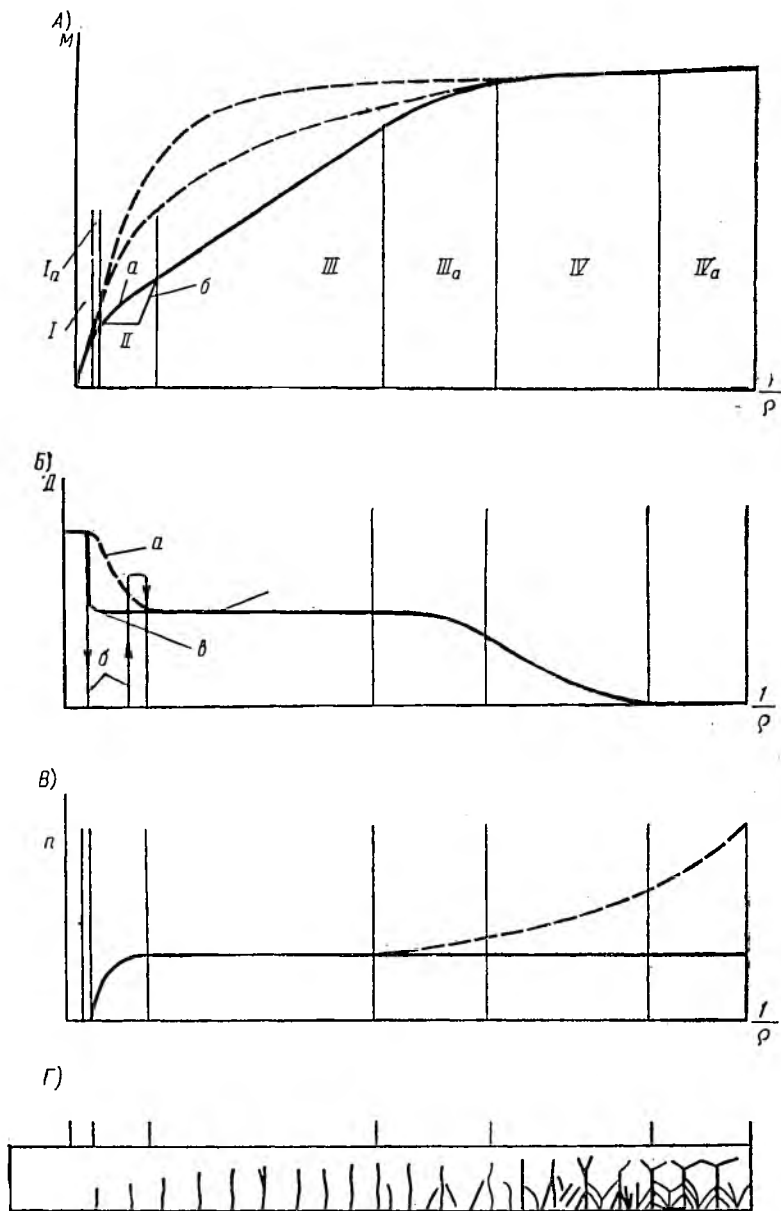


Рис. VI.1. Принципиальная схема изменения характеристик балок при изгибе

арматуре (сплошной линией — у обычных элементов; пунктирной — у преднапряженных). На рис. VI.1, Б приводится характер изменения «касательной жесткости» (D) — первой производной кривизны обычных элементов. Сплошной линией на рис. VI.1, В изображено число основных трещин, а пунктиром — дополнительных, которые не проходят на всю высоту растянутой зоны. Условная схема развития трещин в балке в зависимости от стадии работы приведена на рис. VI.1, Г.

Стадия I — трещин нет, а бетон и арматура элемента работают совместно, практически упруго.

Стадия Ia — трещин нет в бетоне, но его деформации на растяжение перестают быть упругими. Эта стадия простирается до момента, непосредственно предшествующего образованию трещин.

Стадия II — переходная, характеризуется возникновением первых трещин, резким увеличением их числа и развитием по высоте сечения.

Стадия III — основная эксплуатационная стадия работы изгибаемых элементов третьей категории требований по трещиностойкости; характеризуется наличием развитых трещин и работой растянутой арматуры в упругой стадии.

Стадия IIIa — начальная упругопластическая, возникает после начала развития упругопластических деформаций в арматуре. Эта стадия простирается до тех пор, пока напряжения в арматуре не достигнут предела текучести.

Стадия IV — упругопластическая; характеризуется интенсивным развитием упругопластических деформаций в арматуре.

Стадия IVa — пластическая; при арматуре, обладающей площадкой текучести, характеризуется непрерывным приростом прогибов и исчерпанием несущей способности элемента; при арматуре, не имеющей площадки текучести, может наступать в случае, когда напряжения в арматуре достигают значения временного сопротивления стали.

Протяженность стадии I у обычных железобетонных элементов невелика. Лишь слабоармированные элементы могут при эксплуатационных нагрузках работать без трещин. В преднапряженных конструкциях протяженность этой зоны увеличивается по мере возрастания степени обжатия бетона, она определяется величиной внеш-

ней нагрузки, воздействующей на элемент, которая снижает в обжатой зоне напряжения сжатия и доводит их на грани сечения до нуля. Эта стадия характерна для конструкций первой категории требований по трещиностойкости. При определении прогибов элементов от воздействия нормативных нагрузок они рассчитываются путем введения постоянной жесткости приведенного сечения (E_6J_n).

В стадии Ia как у обычных элементов, так и у преднапряженных, у которых в бетоне ранее обжатой зоны появляются растягивающие напряжения, с их приближением к временному сопротивлению бетона на растяжение начинают проявляться неупругие деформации бетона. Это приводит к снижению жесткости и увеличению прироста прогибов, что учитывается введением пониженного модуля деформации бетона ($0,85 E_6$). Естественно, свойства арматуры и степень ее сцепления с бетоном в стадии I и Ia не сказываются на работе элементов.

Возникновение и развитие первых трещин обычно резко меняет напряженно-деформированное состояние изгибаемого элемента. В зависимости от ряда факторов можно выделить три случая изменения кривизны элементов в переходной стадии II.

Первый — постепенное увеличение кривизны, при котором «касательная жесткость» элемента непрерывно уменьшается, создавая плавный переход от стадии I к стадии III (на участке *a*, рис. VI.1, A и B), такое изменение кривизны характерно для конструкции с довольно высоким процентом армирования ($\mu = 1\%$) при хорошем сцеплении арматуры с бетоном. Плавный переход характерен и для большинства преднапряженных элементов. Предварительное обжатие обеспечивает более высокое значение ξ_T , что предотвращает быстрое развитие трещин по высоте. В ряде случаев в начале происходит лишь разрыв защитного слоя бетона, который практически не влияет на изменение кривизны элемента.

Второй — скачкообразное нарастание кривизны в момент образования трещин, характеризующееся наличием горизонтального участка той или иной длины. При этом касательная жесткость становится равной нулю (рис. VI.1, A и B, участок б). При дальнейшем увеличении момента кривизна в стадии II может нарастать даже медленнее, чем в стадии III. Такая картина наблюдается у элементов с низким процентом армирования, а также

с развитой растянутой зоной бетона. Протяженность горизонтального участка во многом определяется степенью сцепления арматуры с бетоном. В случае нарушения сцепления в зоне постоянного момента, как показали опыты Н. М. Мулина и С. А. Дмитриева, протяженность горизонтального участка велика [47], появляется лишь одна трещина, которая сразу раскрывается на большую величину. Для аналогичных элементов с арматурой периодического профиля при наличии сцепления горизонтальный участок не был зафиксирован. Следует заметить, что при прочих равных условиях у элементов с арматурой периодического профиля по сравнению с гладкой арматурой протяженность горизонтального участка значительно меньше или он вовсе отсутствует.

Третий — переходная стадия отсутствует (рис. VI.1, А и Б, участок в)

Специального расчета деформаций в переходной стадии не разработано. Расчетные значения кривизн на стадии Ia и III между собой обычно не совпадают, их разделяет некоторый горизонтальный участок, который и характеризует переходную стадию II.

Для обычных железобетонных конструкций стадия III является основной. Равному приращению моментов соответствует равное приращение кривизн, а зависимость между ними носит прямолинейный характер. Число основных трещин, разделяющих бетон на отдельные, примерно равные блоки, как правило, остается постоянным, а нарастание их по высоте постепенно затухает. Изменчивость ширины раскрытия трещин на этой стадии зависит от многих факторов и будет далее рассмотрена особо.

Исходными формулами для расчета деформаций в стадии III служат известные выражения:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_{a.c}}{h_0 - x_{cp}}; \quad (VI.1a)$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_{a.c} + \epsilon_{б.с}}{h_0}, \quad (VI.16)$$

где ρ — радиус кривизны;

$\epsilon_{a.c}$ и $\epsilon_{б.с}$ — средние величины относительного удлинения арматуры и относительного укорочения крайнего сжатого волокна бетона на участке между трещинами;

h_0 — полезная высота сечения;

x_{cp} — средняя высота бетона сжатой зоны.

Равенство (VI.1a) исходит из гипотезы плоских сечений и было положено В. И. Мурашевым в основу расчета прогибов обычных элементов при кратковременном действии нагрузки [100]. При этом были введены коэффициенты, учитывающие реальные физические явления: с одной стороны — уменьшение удлинений растянутой арматуры благодаря связи ее с окружающим бетоном растянутой зоны (ψ_a), а с другой — наличие неупругих деформаций сжатой зоны бетона (ν). Принималось постоянное значение средней высоты сжатой зоны, что существенно упрощало расчет. Значения коэффициента ψ_a первоначально были установлены на основании испытаний балок с гладкой арматурой. Формулы получились весьма сложными, поэтому значения ψ_a определяли только по таблицам. Позднее была предложена простая зависимость для определения этого коэффициента как функция параметра $\frac{M_{6,т}}{M}$, которая могла быть принятой линейной [30]. Результаты расчета деформаций были достаточно близки к опытным данным, хотя отклонения в ряде случаев были существенными.

Испытания балок с арматурой периодического профиля, проведенные С. А. Дмитриевым и Н. М. Мулиным в 1950—1954 гг., показали, что деформации этих элементов удовлетворительно оцениваются установленными зависимостями. Поэтому в нормах 1955 г. (НитУ 123—55) был принят расчет деформаций элементов, в котором первоначально не учитывалась специфика арматуры периодического профиля.

Преднапряженные конструкции раньше проектировались преимущественно с высокопрочной проволочной арматурой, причем образование трещин в бетоне в стадии эксплуатации не допускалось. При этих условиях их деформации определялись достаточно просто. Начавшееся в середине 50-х годов применение в преднапряженных конструкциях горячекатаной арматуры периодического профиля, при которой в стадии эксплуатации допускалось образование трещин, потребовало разработки рекомендаций по расчету деформаций этих конструкций. С. А. Дмитриев и Н. М. Мулин предложили использовать существующие методы расчета. До погашения внешней нагрузки предварительно сжимающих напряжений бетона растянутой зоны элемент — по стадии I, а после — как для элементов с ненапрягаемой арматурой. Такое

предложение упрощало расчет, результаты которого были более высокими, чем полученные в опытах, но оно принципиально не являлось правильным, так как не только после погашения обжатия бетона, но и после образования трещин эффект предварительного напряжения, как правило, сохраняется полностью. При этом высота сжатой зоны уменьшается с ростом нагрузки, но она на всех стадиях работы (почти до исчерпания несущей способности) всегда больше, чем в аналогичных элементах с ненапрягаемой арматурой. Вместе с тем приращение растягивающих напряжений и соответственно удлинений в арматуре оказывается меньшим. Уменьшается и степень нарушения сцепления арматуры с бетоном.

В обычных элементах, строго говоря, высота сжатой зоны бетона над трещиной тоже не постоянна. Фактически трещины часто пересекали линию, соответствующую $x_{ср}$. Поэтому для создания единого метода расчета, по предложению проф. А. А. Гвоздева, было решено отказаться от предпосылки о постоянстве высоты сжатой зоны при возрастании момента, неправильной для преднапряженных конструкций и неточной для обычных изгибаемых элементов. Кроме того, решено было учесть неравномерность деформаций вдоль сжатой зоны бетона путем введения коэффициента ψ_b , представляющего отношение средних укорочений сжатой грани к укорочению ее непосредственно над трещиной. При этом кривизна определялась по равенству (VI.1, б), для которого не требовалось соблюдать гипотезы плоских сечений.

По данным опытов [91], коэффициент ψ_b изменялся в небольших пределах — от 0,8 до 1 (для тяжелого бетона) — вне зависимости от степени армирования и напряжений в арматуре. Автор показал теоретически, что значения этого коэффициента определяются в основном соотношением расстояния между основными трещинами и полезной высотой сечения.

Для определения величины η и ξ_T первоначально были использованы результаты испытаний на изгиб прямоугольных балок без предварительного напряжения с арматурой периодического профиля, которые были обработаны по методике, предложенной проф. А. А. Гвоздевым [30]. Полученные приближенные выражения для определения относительной высоты сжатой зоны бетона в сечении с трещиной показали достаточную их сходи-

мость с опытными данными, что позволило ввести их в нормы (СНиП II-V.1-62).

Для преднапряженных элементов, а также внецентренно-сжатых и растянутых элементов, на основании работы С. А. Дмитриева [45], высота сжатой зоны бетона корректировалась введением специального члена, который учитывал, в частности, силу обжатия как внешнюю сжимающую силу, принимая во внимание ее положение в сечении [47]. Требовалось уточнение и величины коэффициента ψ_a . Опытные его значения определялись как отношение измеренных в зоне чистого изгиба средних удлинений растянутой арматуры к ее удлинениям в сечении с трещиной, вычисляемым в соответствии с принятой расчетной схемой. Практически коэффициент ψ_a учитывает не только работу растянутого бетона между трещинами, но и погрешности, вызванные условностью расчетных предпосылок, в которых не учитывается, например, возможная работа на растяжение участка бетона над трещиной.

Как видно на графике рис. VI.2, опытные значения коэффициента ψ_a для обычных изгибаемых элементов возрастают при увеличении внешнего момента (уменьшении отношения $\frac{M_{б.т}}{M}$). Можно заметить, что при значениях отношения $\frac{M_{б.т}}{M} = 0,9 \dots 0,7$ увеличение ψ_a в балках с гладкой арматурой происходит более интенсивно, чем в балках с арматурой периодического профиля. При $\frac{M_{б.т}}{M} = 0,4 \dots 0,15$ значения ψ_a , как правило, достигают единицы, что обусловлено принятой методикой обработки.

Удовлетворительное совпадение опытных и расчетных значений ψ_a может быть достигнуто, если последние вычислять из зависимости

$$\psi_a = 1,3 - S \frac{M_{б.т}}{M}, \quad (VI.2)$$

считая, что величина ψ_a не более единицы. Таким путем в прямом виде учитывается влияние профиля арматуры (для стержней периодического профиля величина $S = 1,1$, а для гладких $S = 1$). Очевидно, что влияние профиля наиболее резко скажется в момент образования трещин.

Аналогично были установлены зависимости для определения ψ_a в изгибаемых напряженных и внецентренно-сжатых элементах [91]. Принятые в нормах формулы для расчета деформаций обеспечили хорошее совпадение их расчетных значений с опытами для стадии III, т. е. для стадии, не столь близкой к разрушению.

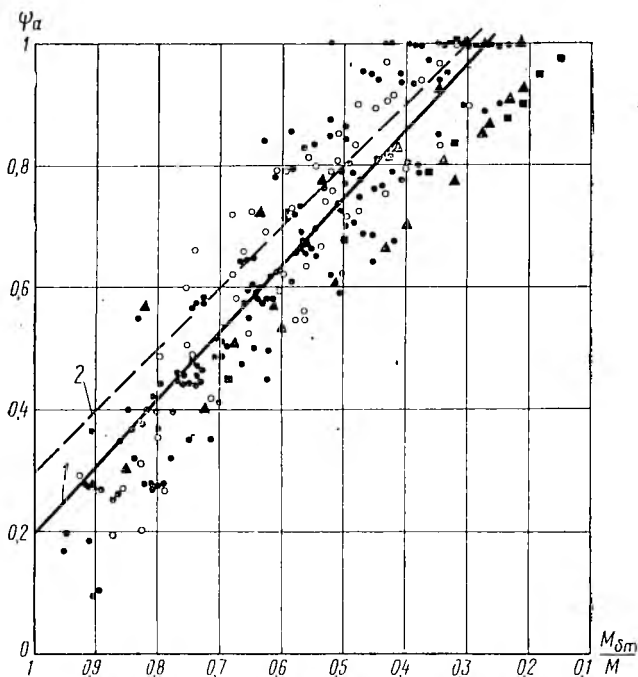


Рис. VI.2. Значения ψ_a в изгибаемых элементах [91]

1 — расчетные для стержней периодического профиля; 2 — то же, для гладких стержней; \circ — опытные значения для гладкой арматуры; остальные обозначения — для стержней периодического профиля

В стадии IV необходимо определить в основном прочность конструкций. В свое время расчетные гипотезы для определения прочности изгибаемых элементов были установлены на основании экспериментов с конструкциями, армированными, как правило, гладкой арматурой, имеющей площадку текучести. Для выявления специфики, влияющей на характер разрушения и прочность из-

гибаемых элементов с арматурой периодического профиля различного диаметра, проводились обширные исследования [10, 53, 88, 89]. Для обобщения и анализа были привлечены результаты испытаний балок со стержневой арматурой периодического профиля диаметром от 6 до 80 мм. Предел текучести (физический или условный) горячекатаной стержневой арматуры изменялся в пределах от 2500 до 9000 кгс/см² (900 МПа), а временное сопротивление термически упрочненной арматуры достигало 16 000 кгс/см² (1600 МПа). Предварительное напряжение в стержнях не превышало предела текучести. Кубиковая прочность бетона испытанных образцов составляла от 130 до 900 кгс/см² (90 МПа). Разрушение рассмотренных образцов во всех случаях происходило по нормальным сечениям, в основном в результате развития пластических деформаций в арматуре, которые приводили к сокращению высоты сжатой зоны бетона и его раздроблению.

Сопоставление результатов расчета прочности более 300 изгибаемых элементов с опытными данными [47] показало, что при малых значениях относительной высоты сжатой зоны ξ , значение которой подсчитывалось по фактической величине предела текучести (σ_t или $\sigma_{0,2}$) или максимальному напряжению, достигнутому в зоне разрушения, если его величина превышала предел текучести, результаты расчета и опытов не имеют большого расхождения. В данном случае предварительное напряжение стержней практически не влияет на прочность элементов, так как к моменту разрушения происходит полное погашение предварительных напряжений у сталей, имеющих достаточную пластичность. У элементов, находящихся у границы переармирования, расхождения в ряде случаев становятся существенными, а влияние предварительного напряжения становится заметнее.

Приведенное сопоставление и анализ исследований подтвердили, что при обеспечении сцепления с бетоном арматура периодического профиля любого диаметра и высокой прочности надежно работает в изгибаемых элементах вплоть до разрушения, а принятые расчетные гипотезы в общем справедливы [116]. Однако для сталей, не имеющих площадки текучести, при малых значениях ξ напряжения в арматуре могут к моменту разрушения значительно превысить величину $\sigma_{0,2}$, что в нормах расчета не учитывалось.

VI.2. РАЗВИТИЕ И РАСКРЫТИЕ ТРЕЩИН

Возникновение и характер развития трещин в зоне постоянных моментов зависят от многочисленных факторов. Появление начальных трещин в том или ином месте обусловлено в основном неоднородностью прочности бетона на растяжение по длине растянутой грани, неравномерностью распределения внутренних напряжений, вызванных усадкой и наличием тех или иных дефектов в бетоне (пор, раковин, отколов). Дальнейшее появление и развитие трещин определяется системой армирования и напряженным состоянием элементов.

В стадии II обычно образуются основные трещины, число которых в дальнейшем не увеличивается. Расстояние между ними и ширина раскрытия не стабильны даже для балок-близнецов. В дальнейшем с ростом напряжений в арматуре появляются дополнительные, в основном дельтовидные трещины, которые стремятся объединиться с основными, что характерно для балок с арматурой периодического профиля. Появление их связано с особенностями напряженного состояния растянутой зоны бетона блоков, их геометрическими характеристиками и интенсивностью сцепления арматуры с бетоном.

Таким образом, на уровне арматуры ширина раскрытия каждой трещины и расстояние между ними являются, строго говоря, случайными величинами, поэтому при исследованиях следует пользоваться статистическими характеристиками — средней шириной раскрытия трещин (a_T^{CP}) и их изменчивостью, которая может характеризоваться величиной размаха [16, 20, 100, 106]. Обычно пользуются величиной максимального значения a_T^{max} , которая является лишь верхней границей размаха. В экспериментах наблюдается четкая зависимость изменения средней ширины раскрытия трещин. Для отдельных трещин такой четкости нет. Иногда первые трещины прекращают свое развитие, а вновь образующиеся резко увеличивают свою ширину. Поэтому необходимо при исследованиях измерять все имеющиеся в зоне чистого изгиба трещины, а не фиксировать лишь наиболее крупные.

Методика расчета ширины раскрытия нормальных трещин в нашей стране разработана на основании теоретических предпосылок проф. В. И. Мурашевым еще в 40-х годах и с тех пор без каких-либо принципиальных

изменений вводилась в нормативные документы. Согласно СНиП II-V.1-62*, ширина раскрытия трещин определяется по формуле

$$a_T = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T = 0,25dn\psi_a\eta \frac{\sigma_a}{E_a} \left(\frac{W_T}{F_{a2n}} - 2 \right), \quad (VI.3)$$

где l_T — расстояние между трещинами;

$$n = \frac{E_a}{E_b};$$

W_T — момент сопротивления приведенного сечения с учетом всей арматуры;

z — плечо внутренней пары;

η — коэффициент, зависящий от типа арматуры.

Фактически расчетная величина a_T прямо пропорциональна диаметру арматуры d и σ_a , снижается с ростом процента армирования и почти не зависит от прочности бетона. Качественно аналогичный результат дает расчет по формулам СН 365-67, в основу которых положена гипотеза, выдвинутая проф. О. Я. Бергом [16]. В расчет вводится «радиус армирования», значения которого зависят от величины площади бетона, окружающей арматурный стержень, его диаметра и числа стержней. В обоих случаях зависимости выведены на основе результатов экспериментов с гладкой арматурой. Специфика образования и раскрытия трещин была получена на элементах с арматурой периодического профиля. Анализ полученных результатов показал, что у таких элементов средняя ширина раскрытия трещин меньше (до двух раз), чем в элементах с гладкой арматурой. В ряде случаев это снижение было не столь значительным. На графике рис. VI.3, а видно, что средняя ширина раскрытия трещины у балок с горячекатаной арматурой периодического профиля примерно в 1,5 раза меньше, чем у балок с гладкой арматурой. В аналогичных балках со сплюсненной арматурой такой разницы не наблюдается.

Попытки учесть эффективность профиля путем корректировки в основных зависимостях значений напряжений сцепления τ и полноты эпюры сцепления ω , а также коэффициента ψ_a не дали положительного результата. Поэтому в расчетную формулу пришлось ввести поправочный коэффициент $\eta = 0,7$, а значение его для гладкой арматуры принимать равным единице.

В исследованиях было выявлено, что увеличение диаметра арматуры в два раза (с 12 до 24 мм) при прочих

равных условиях не привело практически к изменению ширины раскрытия трещин. Но этих данных было недостаточно для пересмотра расчетных формул, тем более что в основном наблюдалась удовлетворительная сходимость опытных данных с расчетными. Это объясняется

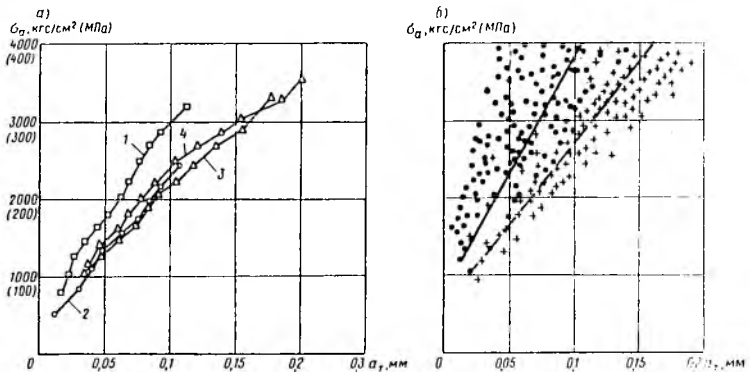


Рис. VI.3. Изменение ширины раскрытия трещин с ростом напряжений в арматуре

a — для различных профилей стержней (опыты С. А. Дмитриева, Н. М. Мулина): 1 — арматура периодического профиля; 2 — гладкая арматура; 3 — арматура с профилем, предложенным Аваковым; 4 — арматура с профилем, предложенным Яковлевым; *б* — для различных степеней армирования: + — $\mu = 0,5 \dots 0,6\%$; ● — $\mu = 1,5 \dots 1,6\%$.

Сплошная и пунктирная линия — средние значения

тем, что в опытных образцах и натуральных конструкциях обычно с повышением процента армирования увеличивают и диаметр стержней, а эти факторы в расчетных формулах оказывают влияние в противоположных направлениях.

Следует отметить, что ни в нашей стране, ни за рубежом не сложилось единого мнения о теоретических предпосылках к расчету ширины раскрытия трещин и о значении тех основных параметров, которые должны быть введены в расчет. Это подтверждают работы В. П. Артемьева [11] и Ю. П. Гуци [40], в которых рассматриваются рекомендации основных нормативных документов, предложения для расчета и опыты зарубежных и отечественных авторов по определению ширины раскрытия нормальных трещин. Анализ этих работ показал, что в разных случаях преобладающее значение придается различным параметрам.

Во всех случаях принимается лишь пропорциональ-

ная зависимость между величиной напряжений в арматуре и шириной раскрытия трещин. Она выражается прямой линией, которую в целях упрощения принимают проходящей через начало координат.

В основном опыты показывают, что ширина раскрытия трещин при прочих равных условиях уменьшается по мере возрастания процента армирования элементов. В большинстве случаев этот параметр рекомендуют учитывать в расчетах, но определяют его по-разному: относительно площадь растянутой арматуры либо ко всему бетонному сечению, либо только к растянутой его части.

Целый ряд авторов считают, что ширина раскрытия трещин находится в прямой связи с величиной диаметра стержней. Специальные исследования С. А. Дмитриева, Н. М. Мулина, А. Хогнестада и А. Кларка [40] не обнаружили такой зависимости. Число стержней и их расположение в сечении лишь в отдельных случаях оказываются на ширине раскрытия трещин. Прочность бетона не оказывает сколь-либо заметного влияния на ширину раскрытия трещин, хотя и учитывается в ряде рекомендаций и норм, но обычно не в явном виде, а как функция изменения модуля упругости бетона. Толщина защитного слоя может влиять на развитие трещин, но учет ее необходим лишь в крайних случаях. Не вызывает сомнения необходимость учитывать в расчетах длительность действия нагрузки или ее многократное приложение, а также профиль стержней.

С целью разработки достаточно простого и наиболее полно отвечающего опытными данным метода расчета ширины раскрытия нормальных трещин Н. М. Мулиным совместно с Ю. П. Гущей были проведены анализ и обобщение результатов испытаний более 120 изгибаемых элементов, проведенных в НИИЖБ на протяжении 20 лет [10, 30, 34, 40, 47, 54, 88, 89, 91]. Эти исследования проводились практически по единой методике с изменением параметров в широком диапазоне: прочности бетона от 100 до 590 кгс/см², процента армирования от 0,16 до 2,67, диаметра стержней от 6 до 90 мм, предела текучести арматуры от 2500 до 13 000 кгс/см², а также числа стержней и их профиля.

Анализ результатов отдельных опытов позволил установить, что зависимость между напряжениями в арматуре в сечении с трещиной и средней шириной их раскрытия с достаточной точностью характеризуется пря-

мыми линиями. Они не проходят через начало координат, величина напряжения в арматуре непосредственно после образования трещин обычно изменяется в пределах от 500 до 1500 кгс/см².

Для выявления влияния других параметров все обследуемые образцы были разбиты на группы, в которых переменным являлся лишь один параметр. Как и следовало ожидать, изменение прочности бетона в указанных выше пределах не сказалось на величине раскрытия трещин. С достаточной достоверностью было показано, что при изменении μ от 0,5 до 2% при прочих равных условиях можно ожидать уменьшения ширины раскрытия трещин примерно в 2 раза. Например, на графике рис. VI.3, б видно, что средняя ширина раскрытия трещин у элементов с $\mu = 1,5 \dots 1,6\%$ примерно в полтора раза меньше, чем у элементов с $\mu = 0,5 \dots 0,6\%$ при разных уровнях напряжения в арматуре. Однако у элементов, для которых μ превышает 2%, дальнейшего уменьшения ширины раскрытия трещин не наблюдается даже при равных диаметрах стержней и напряжениях в них.

В рассмотренных опытах при изменении диаметра стержней от 6 до 24 мм наблюдалась лишь тенденция к росту ширины раскрытия трещин. Однако сопоставление этих образцов с образцами, армированными стержнями большего диаметра, показало, что диаметр стержней все же сказывается на ширине раскрытия трещин. Например, при увеличении диаметра стержней от 10 до 43 мм, т. е. в четыре раза, ширина раскрытия трещин может возрасти в полтора-два раза. Возможно, при этом сказывается и абсолютное значение толщины защитного слоя.

Одновременно был проведен статистический анализ изменчивости ширины раскрытия трещин для отдельных образцов и их серий. Значение коэффициентов вариации оказалось весьма высоким (0,3—0,33). С повышением напряжений в арматуре величины коэффициентов вариации почти не изменяются. Значения максимального раскрытия трещин близки к границе доверительного интервала — $\alpha_{\text{ср}}^{\text{ср}} [1 + (1,64 - 2) V]$. По данным большинства зарубежных и отечественных авторов [11, 40], соотношение между максимальной и средней шириной раскрытия трещин обычно находится в пределах 1,6—1,66.

Таким образом, изменчивость ширины раскрытия трещин оказалась наиболее стабильной величиной. Са-

ми по себе значения максимального раскрытия трещин в отдельных опытах являются случайными величинами и не являются статистической характеристикой, так как определяют лишь верхнюю границу частного размаха. Необходимо знать изменчивость ширины раскрытия всех трещин. Поэтому при назначении расчетных характеристик a_r надо задаваться требуемой доверительной вероятностью их раскрытия. Ее целесообразно установить в пределах 0,95—0,976 по аналогии с требованиями при определении нормативных сопротивлений материалов.

В результате проведенного анализа экспериментальных данных предложена достаточно простая формула для расчета ширины раскрытия нормальных трещин на уровне центра тяжести растянутой арматуры:

$$a_r = K C_g \eta \frac{\sigma_a}{E_a} 20 (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}. \quad (\text{VI.4})$$

Таким образом, ширина раскрытия трещин линейно связана с величиной напряжений в арматуре σ_a , которая подсчитывается по существующей ныне в нормах методике в зависимости от вида элементов и наличия предварительного напряжения. Такое упрощение вполне оправдано, так как погрешность возникает только при низких напряжениях в арматуре, при которых расчетные значения не могут превысить допустимых. При изменении значений коэффициента армирования μ от 0,5 до 2% ширина раскрытия трещин возрастет в два раза. При этом установлено, что при $\mu > 2\%$ его значение всегда принимается равным этой величине (т. е. 2%). Влияние диаметра стержней в приведенной формуле незначительно, так как оно учитывается величиной, равной кубическому корню из его размера. Поэтому коэффициент K в этой формуле стал размерной величиной (мм^3), он учитывает специфику работы элементов и принимается равным единице для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов и равным 1,2 для центрально- и внецентренно-растянутых (при отсутствии сжатой зоны бетона). Коэффициент η учитывает влияние вида арматуры; принимается равным 1 для стержней периодического профиля и 1,3 для гладких. Опытных данных о влиянии длительного действия нагрузки на ширину раскрытия трещин имеется весьма ограниченное количество. Все же они показывают, что ширина раскрытия трещин со временем может увеличиться примерно в 1,2—1,8 раза. Поэтому зна-

чение коэффициента C_g , учитывающего длительность действия нагрузки, принято равным 1,5. Решено не учитывать влияние толщины защитного слоя бетона, если отношение $\frac{a}{h_0} < 0,4$. При более высоких соотношениях пренебрегать этим параметром не следует. Поэтому в

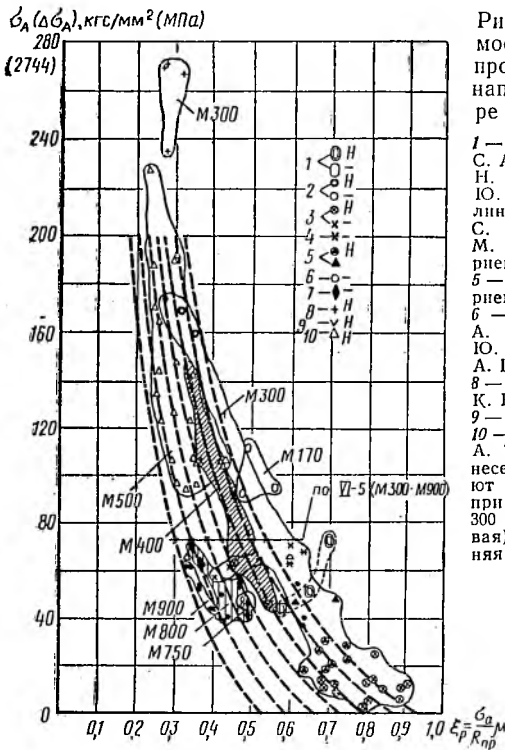


Рис. VI.4. Зависимость величины ξ_p от прочности бетона и напряжения в арматуре по данным опытов

1 — В. П. Артемьева, С. А. Дмитриева, Н. М. Мулина; 2 — Ю. П. Гуца, Н. М. Мулина; 3 — В. А. Хрынова, С. А. Дмитриева; 4 — М. Нофаль, С. А. Дмитриева, Н. М. Мулина; 5 — Р. Махто, С. А. Дмитриева, Н. М. Мулина; 6 — В. Т. Королькова, А. П. Васильева; 7 — Ю. Н. Казанкина, А. П. Павлова; 8 — Ю. М. Вильдавского, К. В. Михайлова; 9 — Е. П. Шапошикова; 10 — М. М. Янкаускаса, А. Т. Калинаускаса. Нанесенные кривые отвечают зависимости (VI.5) при прочности бетона от 300 (крайняя правая кривая) до 900 кгс/см² (крайняя левая кривая)

формулу (VI.4) в этом случае следует вводить коэффициент $K_c = 2,5 \frac{a}{h_0}$ при условии, что соотношение $\frac{a}{h_0} \leq 1$.

Если необходимо, можно определить и ширину раскрытия трещин на растянутой грани изгибаемого элемента, воспользовавшись работой Ш. А. Хакимова [40].

Предложенная формула (VI.4) позволяет существенно упростить расчет раскрытия трещин и одновременно уточняет влияние отдельных параметров, что обеспечи-

вает лучшую сходимость с экспериментальными данными. В дальнейшем для уточнения расчета ширины раскрытия трещин необходимо накапливать экспериментальные данные, унифицируя методику замеров и первичной обработки результатов опытов.

VI.3. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В СТАДИИ, БЛИЗКОЙ К РАЗРУШЕНИЮ

Отсутствие площадки текучести у арматуры сказывается в основном на прочности железобетонных элементов, если высота их сжатой зоны при разрушении меньше граничной. В качестве граничной характеристики обычно принимают значения отношения $\frac{S_6}{S_0}$ или относительной высоты сжатой зоны $\xi_{гр}$. Наибольшие значения ξ , при которых усилия в растянутой арматуре и сжатом бетоне, подсчитанные по расчетным сопротивлениям или по фактической прочности бетона и пределу текучести арматуры, дают одинаковые моменты относительно равнодействующей внешних сил в сечении, принимаются за границу переармирования сечения ($\xi_{гр}$).

Эта граница (для прямоугольных сечений $\xi_{гр} = 0,5 \dots 0,6$) была предложена еще в 1934 г. на основании результатов испытаний балок и колонн из бетона низкой прочности с гладкой арматурой из стали марки Ст3. С тех пор в несколько раз повысились марка бетона и прочностные характеристики арматуры, а также их свойства.

Исследованиями, проведенными Г. И. Бердичевским, М. С. Боришанским, А. П. Васильевым, А. А. Гвоздевым, В. В. Дегтяревым, С. А. Дмитриевым, К. В. Михайловым, В. И. Мурашевым, А. П. Павловым, Э. Г. Ратцом, С. Е. Фрайфельдом и многими другими [19, 20, 28, 29, 40, 47, 49, 100], установлено, что граница переармирования зависит от формы сжатой зоны сечения, деформативности и прочности бетона, а также от прочности и степени напряжения арматуры. Однако влияние отдельных факторов оценивалось по-разному: одни исследователи предлагали повысить, другие, наоборот, понизить численное значение $\xi_{гр}$ по сравнению с принятым (0,5—0,6), что нашло отражение в нормах проектирования. Так, в СНиП II-V.1-62* значения $\xi_{гр}$ были снижены для бетонов марок 500 и 600. В СН 365-67 величина $\xi_{гр}$ уста-

новлена, как правило, в зависимости от значения предела текучести арматуры при учете влияния ее предварительного напряжения.

При подготовке новых норм было необходимо в первую очередь уточнить границу между случаями разрушения элементов по растянутой арматуре и сжатому бетону, определяющую для обычных и преднапряженных конструкций возможность использования арматуры до величины расчетного сопротивления. Для этого были произведены анализ и обобщение результатов многочисленных испытаний изгибаемых элементов, проведенных в НИИЖБ и других институтах [41].

По предложению А. А. Гвоздева, С. А. Дмитриева, Н. М. Мулина и Ю. П. Гущи, при анализе опытных данных принималось, что элемент находится на границе перееармирования, если в момент разрушения напряжения в арматуре, имеющей площадку текучести, достигают значения предела текучести, а удлинения соответствуют упругим деформациям стали. Для такой арматуры предварительное напряжение не влияет на значение $\xi_{гр}$, поскольку граничное состояние наступает при разрушении элемента в момент погашения предварительного напряжения растянутой арматурой.

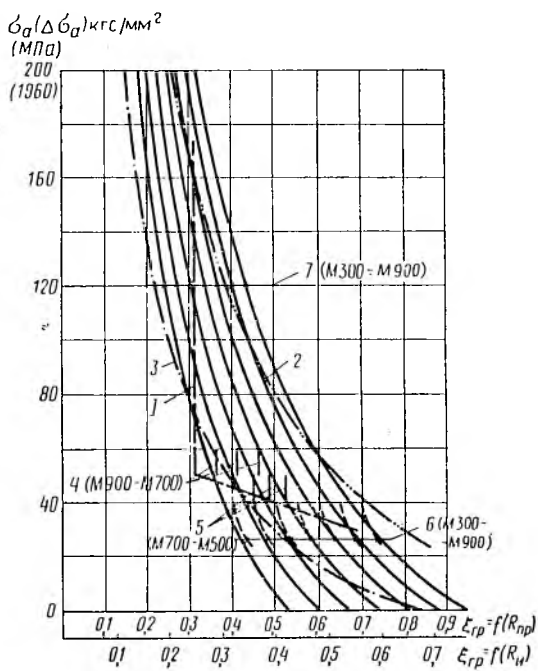
Для арматуры, не имеющей площадки текучести, граница перееармирования носит условный характер. Принято, что элемент находится на границе перееармирования, если в момент его разрушения напряжения в арматуре достигают условного предела текучести $\sigma_{0,2}$, а удлинения соответствуют сумме упругих деформаций (для обычных элементов при $\sigma_{0,2}$, а преднапряженных — при $\sigma_{0,2} - \sigma_0$) и остаточных деформаций, равных 0,002. Результаты обработки экспериментальных данных приведены на рис. VI.5 [41].

Поскольку по оси ординат отложены значения $\sigma_a = \epsilon E_a$, где ϵ включает и остаточные деформации арматуры, имеющей условный предел текучести, можно перейти от величины ξ_p к $\xi_{гр}$, т. е. к таким величинам ξ_p , когда напряжения в арматуре при разрушении элементов равны условному или физическому пределу текучести.

Анализ представленных данных позволил выявить достаточно четкую зависимость границы армирования от прочности бетона и арматуры, а также от степени ее предварительного напряжения. Повышение прочности

бетона приводит к снижению границы переармирования, что объясняется увеличением различия между фактической эпюрой напряжений, которая приближается к треугольной, и расчетной условной прямоугольной эпюрой. При кубиковой прочности бетона 300 кгс/см² и менее опытные значения подчиняются единому закону; видимо,

Рис. VI.5. Способы назначения величины $\xi_{гр}(S_{\sigma}/S_0)$ в зависимости от прочности бетона и напряжений в арматуре:
 1 — В. В. Дегтярева; 2 — Е. П. Шапошников; 3 — О. М. Донченко, Н. Ф. Давыдова; 4 — В. Т. Королькова, А. П. Васильева (для бетонов марки соответственно 900, 800 и 700); 5 — Ю. Н. Казанкина, А. П. Павлова (для бетонов марки соответственно 700, 600 и 500); 6 — НИИЖБа для опытного проектирования; 7 — для новых норм при марках бетона от 300 (крайняя правая кривая) до 900 (крайняя левая кривая)



в данном случае эпюра напряжений в сжатой зоне близка к прямоугольной. Поскольку с увеличением прочностных показателей арматурных сталей (σ_a) возрастают соответствующие им удлинения, то во всех случаях происходит снижение границы переармирования. Предварительное напряжение наоборот снижает удлинения арматуры в граничной стадии работы элемента и тем самым повышает значения $\xi_{гр}$. Выявленные закономерности хорошо описываются зависимостью

$$\xi_{гр} = \frac{1150 - 0,7R}{1000 + 0,1\sigma_a} \quad (VI.5)$$

в которую введена кубиковая прочность бетона R , а значение σ_a принимается равным σ_T для элементов, армированных сталями с площадкой текучести, или равным $\sigma_{0,2} = \sigma_0 + 0,002 E_a$ для элементов, имеющих арматуру с условным пределом текучести. Уравнение (VI.5) отвечает экспериментальным данным (см. рис. VI.5).

Для определения $\xi_{гр}$ при расчетах уравнение (VI.4) можно преобразовать таким образом, чтобы при подстановке в него соответствующих расчетных сопротивлений материалов численное значение границы переармирования практически сохранялось. Тогда оно примет вид

$$\xi_{гр} = \frac{1000 - 1,5R_{пр}}{850 - 0,1\sigma_A} \quad (VI.6)$$

Для арматуры классов А-I; А-II и А-III значение σ_a принимается равным расчетным сопротивлениям этих сталей. Для элементов, армированных сталями классов А-IV и выше, $\sigma_a = R_a + 4000 - \sigma_0$. При прочности бетона ниже 300 кгс/см^2 в формулах (VI.5) и (VI.6) следует вводить характеристики марки 300. Для обычных элементов значения $\xi_{гр}$ не следует принимать больше 0,7, что соответствует величине $\xi_{гр} = 0,55$ при расчетах по $R_{пр}$.

Сопоставление предложений по назначению величин $\xi_{гр}$ показывает (см. рис. VI.5), что принятый для новых норм метод определения этой величины во многом соответствует предложениям других авторов, отражая наиболее важные закономерности, выявленные в опытах. В прямой форме учитываются основные параметры, определяющие границу переармирования: прочность бетона, механические свойства арматуры, а также величины ее предварительного напряжения.

В железобетонных изгибаемых конструкциях напряжения в растянутой арматуре (σ_a) при разрушении элементов могут превышать в случае $\xi < \xi_{гр}$ условный предел текучести стали и даже достигать ее временного сопротивления. Деформации растянутой арматуры к моменту раздробления бетона сжатой зоны элемента тем больше, чем меньше процент армирования сечения. Поэтому, если диаграмма растяжения арматуры криволинейна, то уменьшение процента армирования сечения вызывает не только рост деформаций стали к моменту разрушения элемента, но и увеличение напряжений в ней. Это обстоятельство не учитывалось до сих пор в отечественных нормах проектирования, поскольку не бы-

ли известны закономерности изменения диаграмм растяжения стали и особенности работы железобетонных элементов в упругопластической стадии.

В связи с этим на протяжении последних лет в НИИЖБ и других организациях были поставлены исследования [38, 42, 43], которые должны были выявить: с одной стороны, закономерность (изменчивость) диаграмм деформаций арматурных сталей различных классов и видов, а также особенность развития неупругих деформаций растянутой арматуры в железобетонных элементах; с другой — влияние степени армирования на величину напряжений арматуры данного вида при разрушении конструкций (σ_a), а также влияние на нее геометрических характеристик самих элементов (формы сечения, гибкости и др.).

Вопросы развития упругопластических деформаций арматуры разных классов и способы их оценки рассмотрены выше. При анализе экспериментов с железобетонными элементами определяли закономерности изменения соотношения $\frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}}$ (которое, по предложению автора,

было принято за действительный коэффициент условия работы арматуры $m_{a\xi}$) в зависимости от изменения значения $\xi_{0,2}$ (относительной высоты сжатой зоны бетона при напряжениях в арматуре, численно равных условному пределу текучести). Оказалось, что на характер этой зависимости влияет много факторов: свойства самой арматуры, процесс погашения предварительного напряжения, особенность работы сжатой зоны бетона при исчерпании несущей способности и др.

Считается, что при уменьшении процента армирования при прочих равных условиях относительная высота сжатой зоны бетона над трещиной соответственно уменьшается. Однако при развитии значительных деформаций в арматуре происходит в прямоугольных балках раздвоение трещины и образование пластинчатого бетонного шарнира над трещиной, прочность которого определяется как для гибкого внецентренно-сжатого элемента. Чрезмерная гибкость самих конструкций в ряде случаев не позволяет довести их до полного разрушения.

Анализ результатов опытов и статистическая их обработка показала, что целесообразно в целях упрощения ограничиться линейной зависимостью между $m_{a\xi}$ и $\xi_{0,2}$,

приняв $m_{a\xi} = 1$ при $\xi_{гр}$ и $\bar{m}_{a\xi} = \frac{0,95 \sigma_B}{\sigma_{0,2}}$ при $\xi_{0,2}$, стремящейся к нулю [38, 41]. Тогда промежуточные значения могут быть подсчитаны по формуле

$$m_{a\xi} = \bar{m}_{a\xi} - (\bar{m}_{a\xi} - 1) \frac{\xi_{0,2}}{\xi_{гр}}. \quad (VI.7)$$

Однако при назначении для новых норм предельных расчетных величин $\bar{m}_{a\xi}$ учитывалась необходимость обеспечения работы арматуры при эксплуатационных нагрузках в упругой стадии. Кроме того, предельные напряжения в арматуре не должны превышать величины отношения гарантированного временного сопротивления стали к коэффициенту безопасности, равному $k_a + 0,05$. Это обеспечит надежность конструкции в случае возможного ее разрушения от разрыва арматуры, а также предотвратит развитие чрезмерных деформаций в ней при расчетных нагрузках. Поэтому предельные расчетные значения $\bar{m}_{a\xi}$ были приняты равными 1,2 для сталей классов А-IV и Ат-IV и 1,15 для классов А-V и Ат-V. При таких значениях $\bar{m}_{a\xi}$ максимальные деформации арматуры с учетом их реальных диаграмм растяжения не превысят при расчетных разрушающих нагрузках 1%, что согласуется с решением, принятым в Международных рекомендациях ЕКБ.

Таким образом, при проектировании преднапряженных элементов, у которых $\xi < \xi_{гр}$, значение $m_{a\xi}$ предлагается определять по формулам¹:
для сталей классов А-IV и Ат-IV

$$m_{a\xi} = 1,2 - 0,2 \frac{\xi}{\xi_{гр}}; \quad (VI.8)$$

для сталей классов А-V и Ат-V

$$m_{a\xi} = 1,15 - 0,15 \frac{\xi}{\xi_{гр}}; \quad (VI.9)$$

где значение ξ подсчитывается по величинам R_a и $R_{пр}$.

¹ Первоначально коэффициент $m_{a\xi}$ был введен в СН 390-67 и его значение не превышало 1,1 [95].

Принятые расчетные значения обеспечивают достаточную безопасность конструкций [41, 42].

Расчет деформаций железобетонных элементов при работе арматуры в упругопластической стадии является весьма сложной задачей. Действующие нормы его не предусматривают. Однако необходимость определения деформаций конструкций вплоть до разрушения возникает довольно часто, например, в тех случаях, когда нельзя пренебречь в уравнениях равновесия изменением геометрических параметров, т. е. при расчете по деформированной схеме [64].

Разработка методики расчета деформаций элементов при напряжениях в стали, превышающих предел упругости, связана, с одной стороны, с исследованием возможностей и практических приемов использования в расчетах диаграмм растяжения арматурных сталей, которые в основном определяют характер изменения прогибов конструкций [64], с другой — с установлением закономерности совместной работы растянутого бетона и арматуры при развитии в ней пластических деформаций.

Характер диаграмм растяжения арматуры может быть учтен в расчетах различными способами. Однако наиболее удобно оценивать развитие пластических деформаций с помощью коэффициента ν_a . В работах [41, 43, 90] показан характер изменения этого параметра для различных видов сталей и приводятся зависимости для определения его расчетным путем. Таким образом, становится возможным определить средние деформации арматуры ϵ_{ac} и тем самым деформации самого элемента. Это было бы справедливо для гладкой арматуры. С развитием в ней пластических деформаций ее сцепление с бетоном практически нарушается, так как абсолютное сужение стержней становится значительным. В опытах с балками, имеющими такую арматуру, зачастую наблюдается, что с развитием пластических деформаций раскрывается лишь одна трещина вплоть до разрушения, как у балок с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном. Это может привести к преждевременному разрушению элемента. Арматура же периодического профиля не может выйти из «зацепления» с бетоном при любых ее деформациях.

Закономерности совместной работы арматуры периодического профиля при развитии в ней пластических де-

формаций с бетоном исследовались Н. М. Мулиным и Ю. П. Гущей [38] при испытаниях изгибаемых и центрально-растянутых железобетонных элементов. Исследования показали, что вплоть до разрушения изгибаемого элемента бетон на участке между трещинами не выключается полностью из работы. Пластические деформации арматуры периодического профиля при наличии трещин в бетоне распределяются по длине стержня неравномерно в зависимости от механических характеристик сталей, напряжений в арматуре при разрушении и условия сцепления с бетоном. Испытания призм позволили выявить характер распределения пластических деформаций арматуры не только в момент исчерпания несущей способности, но и на разных стадиях напряженно-деформированного их состояния.

Если образцы армировались сталью с диаграммой растяжения, близкой к диаграмме Прандтля, то пластические деформации арматуры концентрируются на определенном участке вблизи сечений с трещинами. Длина этого участка оставалась постоянной при увеличении остаточных деформаций арматуры в сечении с трещиной вплоть до 4%. Для стали, имеющей низкую величину отношения $\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_B} \approx 0,65$, пластические деформации развиваются

не только в сечениях вблизи трещин, но и распространяются на участки между ними по мере роста напряжений в арматуре. В ряде случаев деформации арматуры в сечении с трещиной значительно превышают ее средние удлинения, измеренные на достаточно большой базе. Эта разница тем больше, чем ближе диаграмма растяжения арматуры к диаграмме идеального упругопластического материала и чем больше расстояние между трещинами в конструкции.

Неравномерность распределения пластических деформаций арматуры следует характеризовать коэффициентом ψ_ε , равным отношению их средних значений ($\varepsilon_{a,c}^n$) к максимальным в сечении с трещиной (ε_a^n);

$$\psi_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{a,c}^n}{\varepsilon_a^n} \quad (VI.10)$$

Этот коэффициент может быть определен по эмпирическим зависимостям [90], которые учитывают форму

диаграммы стали ($\sigma_{0,2}/\sigma_B$), степень напряжения в арматуре и относительное расстояние между трещинами. Таким образом, кривизны (прогибы) обычных изгибаемых элементов могут рассчитываться по формулам, принятым в нормах и в случае упругопластической работы арматуры, если среднюю ее деформацию принимать равной:

$$\varepsilon_{a,c} = \frac{M}{z_1 v_a E_a F_a} \psi_{уп}, \quad (VI.11)$$

где

$$\psi_{уп} = \left(\psi_a + \frac{\psi_\varepsilon}{v_a} - \psi_\varepsilon \right) v_a. \quad (VI.12)$$

Последнее выражение характеризует работу растянутого бетона на любой стадии напряженно-деформированного состояния арматуры. Если арматура работает упруго ($v_a = 1$), то $\psi_{уп} = \psi_a$. Величину плеча внутренней пары (z_1) следует определять исходя из предпосылки линейного изменения ξ от значения при окончании упругой стадии работы арматуры до значения ξ_p при разрушении конструкции. Средние деформации бетона ($\varepsilon_{б,c}$) мало влияют на изменение кривизны в рассматриваемой нами стадии работы элемента. Сопоставление опытных и расчетных прогибов обычных балок, по предлагаемому методу, дает вполне удовлетворительный результат.

Определение деформаций преднапряженных элементов значительно сложнее: С развитием пластических деформаций в стали изменяется величина и положение равнодействующей усилий в верхней и нижней напрягаемой арматуре. Необходимо учитывать закономерности, связанные с процессом погашения предварительного напряжения. Кроме того, можно ожидать, что характер развития пластических деформаций в арматуре приведет к тому, что предварительное напряжение в сечениях вблизи трещин будет погашено полностью, а в сечениях между трещинами сохранится в той или иной степени. Расчет деформаций таких элементов может вестись по основным формулам норм, в которые вводятся дополнительные параметры (v_a и $\psi_{уп}$). Однако исследования показали, что, несмотря на определенные допущения, для проведения точного расчета необходимо решать нелинейные алгебраические уравнения и ориентироваться на использование ЭВМ.

Поэтому в целях дальнейшего упрощения можно определять деформации преднапряженных конструкций только при изгибающих моментах, характеризующих заданное состояние элемента, а для промежуточных значений момента пользоваться интерполяцией. К этим моментам относятся: $M_{н.п}$ — соответствующий началу погашения предварительных напряжений в арматуре, деформации которой считаются упругими; $M_{0,1}$ или $M_{0,2}$, при которых напряжения в арматуре в сечении с трещиной составляют $\sigma_{0,1}$ или $\sigma_{0,2}$, а также $M_{к.п}$, при котором предварительное напряжение погашено полностью. В этих случаях деформации арматуры можно определять в предположении, что она работает упруго, а предварительное напряжение не погашено, и к найденным величинам добавлять известные значения пластических деформаций. Например, при $M_{0,2}$ считаем $\epsilon_a^n = 0,2\%$, а в момент погашения предварительного напряжения средние пластические деформации арматуры равны ее деформациям от предварительного натяжения ($\epsilon_{a.с}^n = \epsilon_n$). Несколько сложнее определять деформации в момент разрушения. Следует отметить, что применение приближенных методов расчета в данном случае вполне оправдано. Например, способ, предложенный И. К. Белобровым, отличается простотой расчета и дает хорошую сходимость с экспериментами.

Глава VII. ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ И СТРУКТУРА ПОТРЕБЛЕНИЯ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

VII.1. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Экономное использование материальных ресурсов и капитальных вложений является одной из важнейших задач, поставленных партией и правительством. Необходимо, чтобы эти вложения были использованы разумно и экономно с максимальным результатом и выигрышем во времени. Осуществление намеченных объемов и темпов строительства требует непрерывного развития железобетона — обычного и преднапряженного.

В этих условиях экономия металла для армирования железобетона за счет применения наиболее эффективных видов арматурных сталей приобретает особо актуальное значение. Повышение качества арматуры (ее прочности) связано с дополнительным расходом металла в производстве и увеличением затрат. Изменение оптовых цен арматурной стали приводит к изменению затрат на арматуру при производстве железобетона. Поэтому необходимо определить народнохозяйственную эффективность производства и применения арматурных сталей повышенной и высокой прочности.

Арматурная сталь разных классов и видов является в известных пределах взаимозаменяемой. Из этого следует, что количество стали любого класса (T) может быть выражено в условно эквивалентном по прочности приведенном количестве стали класса А-I — (T_1)

$$T = \frac{T_1}{K_{пр}}, \quad (VII.1)$$

где $K_{пр}$ — коэффициент приведения стали данного класса к стали класса А-I.

Выбор этой стали в качестве основы для сравнения объясняется тем, что она еще недавно была основным видом арматуры и имеет наименьшую прочность, благодаря чему $K_{пр}$ всегда больше единицы.

В расчете коэффициентов приведения, разработанном НИИЖБ, учитываются прочностные, конструктивные и технологические факторы. В качестве прочностной характеристики принято расчетное сопротивление (R_a) арматуры, поскольку оно определяет в основном расход рабочей арматуры при проектировании. Однако расход конструктивной и монтажной арматуры обусловлен конструктивными требованиями норм проектирования. При переходе от обычных к преднапряженным конструкциям необходимо учитывать, что и рабочая арматура не всегда устанавливается согласно распределению силовых воздействий. Хотя сечение напрягаемой арматуры подбирается по наибольшему изгибающему моменту, ее приходится для натяжения пропускать через всю конструкцию. Иногда вводят дополнительную напрягаемую арматуру и в сжатую зону бетона, чтобы предотвратить возникновение в ней растягивающих напряжений в момент передачи напряжений на бетон нижней рабочей арматурой. Все эти и другие конструктивные факторы снижают эффективность использования сталей повышенной прочности. Для учета этого вводится специальный коэффициент конструктивного использования арматуры K_{II} . Его значение определяется на основании сопоставления однотипных элементов массового применения и является условной усредненной величиной, которая обычно изменяется в пределах от 1 до 0,65.

Кроме того, для определения расхода металла необходимо учитывать величину отходов при изготовлении арматуры; они не одинаковы для разных классов и видов арматуры и оцениваются коэффициентом использования металла K_M . Этот коэффициент является технологическим и характеризует различную величину отходов при изготовлении ненапрягаемой (2—3%) и напрягаемой арматуры (6—12%). В последнем случае учитывается расход стали на анкеры, а также на концы стержней, необходимые для их захвата при натяжении. Этот коэффициент меньше 1 и составляет обычно 0,98—0,9.

Таким образом, коэффициент приведения будет подсчитываться как отношение произведения $R_a K_{II} K_M$ для стали данного класса к значениям этих характеристик для стали класса А-I:

$$K_{пр} = \frac{R_a K_{II} K_M}{R_{aI} K_{II1} K_{M1}} . \quad (VII.2)$$

Коэффициент приведения арматуры различных видов и классов по расходу стали показывает среднюю эквивалентность расхода арматуры в примерно одинаковых условиях их применения. Метод коэффициентов приведения является в известной мере условным, но, впредь до уточнения, может быть использован для выявления технико-экономической эффективности арматурных сталей разных видов. Он применяется Госпланом СССР и Госстроем СССР при планировании объемов потребления и распределения арматурных сталей. Однако его нельзя использовать при выделении фондов отдельным строительным организациям и заводам железобетонных изделий, так как арматурные стали не являются фактически взаимозаменяемыми применительно к конкретным железобетонным конструкциям, а их фактический расход зависит от структуры самих железобетонных изделий.

Значения расчетных коэффициентов приведения даны в табл. VII.1. Они позволяют определить усредненную экономию металла в натуральном выражении:

$$\mathcal{E}_M = T_{\text{пр}} - T = T(K_{\text{пр}} - 1), \quad (\text{VII.3})$$

т. е. разность между приведенным ($T_{\text{пр}}$) и фактическим количеством стали данного класса. По отношению к приведенному количеству экономия определяется:

$$\mathcal{E}_M = \frac{\mathcal{E}_M}{T_{\text{пр}}} \cdot 100 = \frac{T_{\text{пр}} - T}{T_{\text{пр}}} 100 = \left(1 - \frac{1}{K_{\text{пр}}}\right) 100\%. \quad (\text{VII.4})$$

Значения расчетных коэффициентов дают возможность определять затраты на производство и применение арматурной стали в стоимостном выражении, а также оптовые цены по отношению к приведенному количеству металла ($T_{\text{пр}}$), т. е. приведенную себестоимость $C_{\text{пр}} = \frac{C}{K_{\text{пр}}}$ или приведенные цены $Ц_{\text{пр}} = \frac{Ц}{K_{\text{пр}}}$. При этом экономия затрат в стоимостном выражении (\mathcal{E}_C) от применения 1 т арматурной стали данного класса будет определяться по формуле

$$\mathcal{E}_C = K_{\text{пр}}Ц_1 - Ц_2 = (Ц_1 - Ц_{\text{пр}2})K_{\text{пр}}, \quad (\text{VII.5})$$

где $Ц_1$ — цена стали класса А-I;

$Ц_2$ — цена стали более высокого класса.

По отношению к стоимости заменяемого, т. е. приведенного количества арматурной стали класса А-I, экономия затрат составит

$$\mathcal{E}_C = \frac{(Ц_1 - Ц_{\text{пр}2})K_{\text{пр}}}{K_{\text{пр}}^* Ц_1} 100 = \frac{Ц_1 - Ц_{\text{пр}2}}{Ц_1} 100\%. \quad (\text{VII.6})$$

Таблица VII.1. Экономия металла и затрат от применения стержневой арматуры повышенной и высокой прочности

Класс арматуры	Вид арматуры и марка стали	Коэффициент приведения $K_{пр}$	Экономия металла в натуральном выражении $\varepsilon_m, \%$	Оптовая цена арматурной стали, руб. за 1 т (средняя для $d=16-18$ мм)		Приведенная оптовая цена, руб. за 1 т. $C_{пр}$	Экономия затрат на арматурную сталь в стоимостном выражении	
				по прейскуранту № 01-02 C	Франко-склад — завод ЖБИ (округленно) $C_{ж}$		руб. ε_c на 1 т	$\varepsilon_c, \%$
А-I	Горячекатаная Ст3кп	1	0	99,81	102,3	102,3	0	0
	Ст3пс	1	0	100,94	103,4	103,4	0	0
	Ст3сп	1	0	107,12	109,6	109,6	0	0
	Средневзвешенная Ст3	1	0	101,2	103,7	103,7	0	0
А-II	Ст5пс	1,21	17,4	101,19	103,6	85,7	21,8	17,4
	Ст5сп	1,21	17,4	107,16	109,6	91,0	15,4	12,2
	Средневзвешенная Ст5	1,21	17,4	104,17	106,6	88,5	18,4	14,7

	10ГТ	1,21	17,4	116	118,5	98	12,7	9,7*
А-III	35ГС 25Г2С	1,43	30,1	112	114,5	80	33,8	22,8
		1,43	30,1	114	116,5	81,6	31,6	21,1
А-IV	20ХГ2Ц 80С	1,95	48,7	132	134,6	69	67,5	33,5
		1,95	48,7	<u>114**</u> 121	<u>116,5**</u> 123,5	<u>59,7**</u> 63	<u>85,6**</u> 79,5	<u>42,5**</u> 39,2
А-V	23Х2Г2Т	2,2	54,7	136	138,6	63	89,5	39,2
Ат-IV	Термически упрочненная	1,95	48,7	112	114,5	58,7	87,7	43,4
Ат-V	То же	2,2	54,7	118	120,5	54,8	107,2	47,1
Ат-VI	»	2,4	58,4	130	132,6	55,2	112,2	46,8

* Экономия затрат исчислена по отношению к цене спокойной стали марки СтЗсп.

** Над чертой — цена стали при поставке ее нормальной длины; под чертой — цена только марной (надбавка 6%).

На основании этих зависимостей и значений коэффициентов приведения можно определить получаемую строительными организациями экономию металла, а также экономию затрат на приобретение арматурных сталей. В табл. VII.1 приведена средняя оптовая цена франко-вагон — станция назначения по прејскуранту № 01-02, а также оптовая цена франко-склад строительной организации (завода ЖБИ), которая учитывает наценку на снабжение и оплату дополнительных транспортных расходов. Данные этой таблицы приводят к следующим выводам.

Экономия металла с повышенном класса прочности арматуры непрерывно возрастает, но в меньшей степени, чем прирост прочностных показателей. Экономия затрат на арматурную сталь также увеличивается с повышением ее прочности, так как цена возрастает в меньшей степени по сравнению с коэффициентом приведения.

Из ненапрягаемой арматуры самой экономичной является сталь класса А-III, которая позволяет экономить 30% металла и снижает тем самым затраты на 21—23%. Наиболее экономична сталь 35ГС, поскольку она снижает расходы на 33—34 руб.

Самой экономичной напрягаемой арматурой являются стали класса А-V, Ат-V и Ат-VI, которые позволяют сократить расход металла на 54—58%.

Экономия затрат наибольшая при использовании термически упрочненных сталей классов Ат-V и Ат-VI соответственно 47,1—46,8%, а при использовании свариваемых сталей класса А-V—39,2%. Очевидно, что при расчете реальной экономии напрягаемой арматуры высоких классов нужно ее определять по отношению к ранее применявшимся классам пониженной прочности, т. е. классам А-IIIв и А-IV. Показатели экономии металла и затрат предприятий железобетона могут отличаться от аналогичных показателей, исчисленных на основе отраслевой нормативной себестоимости арматурной стали с учетом удельных капитальных затрат в металлургической промышленности.

На металлургических заводах при производстве арматурных сталей разных видов, классов и марок расходуются различное количество исходного металла, определяемое сквозным коэффициентом расхода стали на тонну конечной продукции, учитывающим потери металла на

каждом переделе. Следует указать, что увеличение расхода металла при производстве арматурных сталей не означает соответствующего роста потерь, так как отходы металлургического производства используются повторно для переплава. Безвозвратно теряется только угар металла. В основном различная величина потерь металла связана с величиной обрезки негодных частей блюмсов после обжатия слитков, которая составляет для кипящих сталей около 5—8%, полуспокойных 9—10%, а спокойных 16—17%. Сквозной коэффициент расхода изменяется обычно в пределах 1,3—1,5. Таким образом, общая экономия металла в металлургической промышленности снижается по сравнению с приведенной в табл. VII.1 примерно на одинаковую величину (10% абсолютных) и связана с переходом от применения кипящих сталей к спокойным низколегированным.

При выявлении экономии затрат на арматурные стали повышенной прочности, которое осуществлялось ЦНИИЧМ при участии НИИЖБ, учитывались не только затраты на производство, но и удельные капиталовложения и отраслевой коэффициент эффективности (рентабельности), принятый равным 0,15. Кроме того, учитывались средние транспортные издержки на перевозку арматурной стали до станции назначения. Удельные капитальные затраты на производство горячекатаных сталей включают также затраты в сопряженных отраслях — рудной и угольной промышленности.

Для производства углеродистых, низколегированных и термически упроченных сталей требуются практически одинаковые капитальные затраты, поэтому они не играют существенной роли в оценке экономической эффективности. Основным удорожающим фактором для стержневой арматуры являются полные затраты по переделу, которые для низколегированных сталей возрастают примерно на 15 руб. на 1 т готового проката. Себестоимость стержней снижается по мере увеличения диаметра от 10 до 40 мм примерно на 10—12%. При производстве арматуры периодического профиля фактическая производительность прокатных станов возрастает на 5—16% по сравнению с прокатом круглых стержней. Однако при этом увеличиваются простои на перевалку валков, калибры которых изнашиваются быстрее. Повышается и себестоимость валков. В результате себестоимость снижается незначительно.

Экономия полных затрат при производстве арматурных сталей в металлургической промышленности оказалась практически такой же, как и приведенная в табл. VII.1.

VII.2. СТРУКТУРА ПОТРЕБЛЕНИЯ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Разработка, организация производства и внедрение эффективных видов арматуры являлись и являются главным источником экономии стали в строительстве [63]. Благодаря этому потребность в арматурных сталях

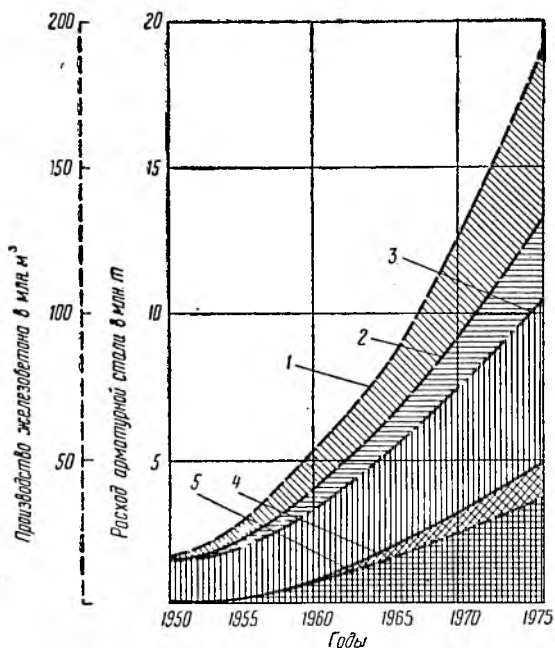


Рис. VII.1. Расход арматурной стали на производство железобетонных конструкций

1 — объем применения железобетона; 2 — расход арматуры всех видов; 3 — расход стержневой арматуры; 4 — экономия стали, приведенная к Ст3 от применения всех видов арматуры; 5 — то же, стержневой арматуры

растет медленнее, чем темп роста применения железобетона (рис. VII.1). На первом этапе (1950—1958 гг.) изменение структуры потребления арматурных сталей носило количественный характер [81]: удельный вес арматуры класса А-I снизился с 97 до 50%, но это достигалось в основном за счет организации массового производства арматуры класса А-II и обыкновенной арматурной проволо-

ки. В результате средневзвешенный предел текучести арматуры повысился всего на 20%. Коренное изменение структуры применения арматурных сталей произошло в период с 1958 по 1970 г. (рис. VII.2). Удельный вес неэффективной арматурной стали класса А-I упал с 50 до 18%. Снизился с 35 до 21% относительный расход арма-

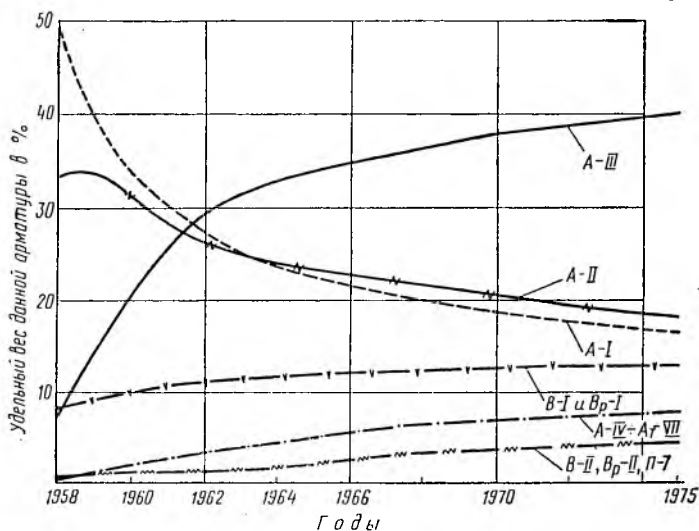


Рис. VII.2. Структура потребности в арматурных сталях для железобетонных конструкций

турной стали класса А-II. Потребление эффективной низколегированной арматуры класса А-III увеличилось с 7 почти до 40%. Практически заново организовано производство высокопрочной напрягаемой арматуры для преднапряженных железобетонных конструкций: еще в 1958 г. ее доля не превышала 1%, а к 1970 г. достигла 7%. В этот период были разработаны и внедрены новые марки стали класса А-IV создана свариваемая арматура класса А-V и разработана технология и организован массовый выпуск термически упроченной арматуры классов Ат-V и Ат-VI. Объем применения сталей повышенной прочности превысил 75%. Но самое главное состоит в том, что средневзвешенный предел текучести всей арматуры стал на 60% выше, чем у стали марки СтЗ. Благодаря этому в 1970 г. экономия стали, приведенная к СтЗ, превысила 3 млн. т.

В текущую пятилетку, а также в последующие годы структура потребления арматурных сталей не претерпит столь существенных изменений [83], по-прежнему основным видом арматуры останется стержневая. Удельный вес низколегированной арматуры класса А-III несколько возрастет, зато удельная потребность в арматурных сталях классов А-I и А-II снизится еще больше. Основной особенностью предстоящего периода является увеличение в 1,5—2 раза в общем балансе арматурных сталей удельного веса высокопрочной арматуры для преднапряженных конструкций.

Объем применения эффективных арматурных сталей в целом должен значительно возрасти. При этом наиболее важно увеличить средневзвешенный предел текучести по сравнению со сталью марки СтЗ.

В связи с преимущественным ростом преднапряженных конструкций основное внимание в вопросах дальнейшего развития производства и использования эффективных видов арматуры необходимо уделить повышению прочностных и качественных показателей напрягаемой арматуры, а также расширению ее номенклатуры.

Наибольшего относительного прироста прочности следует ожидать для стержневой напрягаемой арматуры. Средневзвешенный предел текучести этой арматуры по сравнению с достигнутым в 1970 г. следует увеличить на 10—12% к 1975 г. Этого можно достичь за счет расширения и совершенствования производства, создания и внедрения новых видов арматуры.

Для расширения производства свариваемой арматурной стали класса А-V диаметром от 10 до 32 мм металлургические заводы должны быть оснащены соответствующими отпускными печами. В дальнейшем предусматривается выпуск свариваемой арматуры класса А-VI с пределом текучести не ниже 10 000 кгс/см² (1000 МПа). Термически упрочненную арматуру металлурги начали поставлять всех требуемых диаметров — от 10 до 25 мм.

В ближайшие годы основной задачей является замена упрочненной вытяжкой напрягаемой арматуры класса А-IIIв, а в некоторых случаях и класса А-IV на сталь классов Ат-V, Ат-VI и А-V, что не только позволит на 20—25% сократить расход металла, но и высвободит рабочих, производящих упрочнение. В дальнейшем предусматривается освоение производства термически упрочненной арматуры класса Ат-VII с условным пределом

текучности не ниже $12\,000\text{ кгс/см}^2$ (1200 МПа). Целесообразно освоить выпуск термически упрочненной арматуры повышенной коррозионной стойкости. Катанка периодического профиля диаметром $6\text{—}8\text{ мм}$ может найти применение при производстве ряда преднапряженных конструкций. Ее выпуск с пределом прочности $10\,500\text{—}12\,000\text{ кгс/см}^2$ (1200 МПа) может быть организован в ближайшие годы. Постепенно прочность такой катанки за счет термоупрочнения должна возрасти до $16\,000\text{—}20\,000\text{ кгс/см}^2$ (2000 МПа).

Ненапрягаемая арматура составляет сегодня около 88% всей стали, расходуемой на железобетон. Поэтому даже незначительное увеличение ее расчетных характеристик позволит сэкономить огромную массу металла. В первую очередь, необходимо, чтобы все металлургические заводы перешли в ближайшие годы на поставку арматурной стали класса А-III марки 35ГС по ГОСТ 5.1459—72 с Государственным знаком качества. Применение такой арматуры в строительстве позволит повысить надежность конструкции и сэкономить в среднем 4% металла (расчетное сопротивление такой стали выше на 6%). Массовая поставка арматуры класса Ас-II марки 10ГТ с новым профилем по всему сортаменту создает благоприятные условия для изготовления железобетонных конструкций, эксплуатируемых при низких температурах, а также рассчитываемых на выносливость. Целесообразно заменять в дальнейшем монтажные петли из стали марки ВСтЗсп на петли из арматурной стали 10ГТ. Такая замена разрешена нормами проектирования и позволяет в среднем снизить расход стали на 25% . Следует разработать и внедрить специальную арматурную сталь класса Ас-III для строительства в районах с низкими отрицательными температурами.

Для обеспечения технического прогресса в области производства и применения арматуры железобетонных конструкций, выпуск которой превышает 10% всего готового проката, должны быть продолжены исследования, разработка и внедрение новых эффективных видов арматуры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аваков А. И. Холодносплющенная арматура периодического профиля для железобетона. М., Стройиздат, 1954.
2. Алексеев С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне. М., Стройиздат, 1968.
3. Алексеев С. Н., Муллин Н. М. Стойкость высокопрочной стержневой арматуры к коррозионному растрескиванию. «Бетон и железобетон», 1971, № 10.
4. Алексеев С. П., Гуревич Э. А. Сб. «Защита строительных конструкций от коррозии» М., Стройиздат, 1966.
5. Алнев Ш. А. Сопротивление бетона раскалыванию арматурой. Сборник трудов НИИЖелезобетона (вып. 5). М., Госстройиздат, 1961.
6. Астрова Т. И., Дмитриев С. А., Муллин Н. М. Анкеровка стержневой арматуры периодического профиля в обычном и предварительно-напряженном железобетоне. Труды НИИЖБ, вып. 23 «Расчет железобетонных конструкций». М., Госстройиздат, 1961.
7. Астрова Т. И. Анкеровка арматурных стержней периодического профиля в бетонах средней и высокой прочности. Труды НИИЖБ, вып. 26. «Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций». М., Госстройиздат, 1962.
8. Астрова Т. И. Об оценке прочности сцепления стержневой арматуры с бетоном. Сб. трудов НИИЖБ «Трещиностойкость и деформативность обычных и предварительно-напряженных железобетонных конструкций». М., Стройиздат, 1965.
9. Астрова Т. И., Овчинникова И. Г. Влияние состава высокопрочного бетона на деформативность сцепления с арматурой периодического профиля. «Бетон и железобетон», 1966, № 9.
10. Артемьев В. П., Дмитриев С. А., Муллин Н. М. Исследования прочности, трещиностойкости и жесткости балок с арматурой из стали 30ХГ2С. Сб. трудов НИИЖБ № 17. М., Госстройиздат, 1960.
11. Артемьев В. П. Сравнительный анализ существующих методов расчета ширины раскрытия трещин. Сб. МИСИ. М., 1967.
12. Ахвердов И. Н. Влияние усадки, условий твердения и циклических температурных воздействий на сцепление бетона с арматурой. «Бетон и железобетон», 1968, № 12.
13. Байков В. Н. Сцепление арматуры с бетоном в конструкциях. «Бетон и железобетон», 1968, № 12.
14. Белобров И. К. Упрочнение арматурных сталей вытяжкой. «Бетон и железобетон», 1959, № 4.
15. Белобров И. К., Щербина В. И. Влияние быстрых нагружений на прочность железобетонных балок. Сб. НИИЖБ «Влияние скорости нагружения, гибкости и крутящих моментов на прочность железобетонных конструкций». М., Стройиздат, 1970.
16. Берг О. Я. О предельном состоянии по трещинам в железобетонных мостовых конструкциях. Труды ВНИИЖТ, вып. 3. «Вопросы проектирования и строительства железнодорожных мостов». М., Гострансжелдориздат, 1951.
17. Берг О. Я., Писанко Г. Н., Хромсц Ю. Н., Щербаков Е. Н. Напряженное состояние бетона в зоне расположения предварительно-напряженной арматуры. «Транспортное строительство», 1964, № 11.
18. Бердичевский Г. И., Булгакова М. Г. Исследование потерь напряжения в арматуре, возникающих при тепловой об-

работке предварительно-напряженных изделий стенового изготовления. Сб. трудов НИИЖБ «Предварительно-напряженные железобетонные конструкции производственных зданий». М., Госстройиздат, 1963.

19. Бердичевский Г. И. Предварительно напряженные и обычные железобетонные балки с холодносплюсненной арматурой периодического профиля. «Исследования. Железобетонные конструкции». НИИ по строительству Минмашстроя. М., Стройиздат, 1952.

20. Боршанский М. С. Исследование работы внецентренно сжатых железобетонных элементов. «Проект и стандарт», 1936, № 6.

21. Бродский А. Я. Сварка арматурной стали. М., Госстройиздат, 1961.

22. Бродский А. Я., Фридман А. М., Мулин Н. М., Лейкин И. М., Рощина А. А. Низколегированная арматурная сталь периодического профиля крупных диаметров (40—90 мм). «Бетон и железобетон», 1962, № 7.

23. Бродский А. Я., Бульский М. Г., Мулин Н. М., Петров С. С., Соколовский П. И., Фридман А. М., Яковлева В. С. Свойства арматуры из полуспокойной стали марки Ст5пс. «Сталь», 1959, № 12.

24. Волкова М. А. Новая высокопрочная свариваемая арматурная сталь марки 20ХГ2Ц. Сб. докладов МДНТП. М., 1964.

25. Волченко В. Н. Количественная оценка надежности сварных соединений. Л., ЛДНТП, 1969.

26. Гаран Т. Исследование анкеровки арматуры в бетоне. Труды НИИЖБ. «Исследование прочности элементов железобетонных конструкций», вып. 5. М., Госстройиздат, 1959.

27. Гвоздев А. А. Рациональные виды проката для железобетонных конструкций. Бюллетень № 9. ЦНИИЧМ. М., Металлургиздат, 1956.

28. Гвоздев А. А. Современное состояние и задачи теории железобетона. «Бетон и железобетон», 1955, № 2.

29. Гвоздев А. А. Развитие теории железобетона в СССР. «Бетон и железобетон», 1964, № 8.

30. Гвоздев А. А., Дмитриев С. А., Немировский Я. М. О расчете перемещений (прогибов) железобетонных конструкций по проекту новых норм (СНиП II-В.1-62). «Бетон и железобетон», 1962, № 6.

31. Гвоздев А. А. Достижения и задачи теории железобетона. «Бетон и железобетон», 1967, № 11.

32. Гвоздев А. А. Состояние и задачи исследования сцепления арматуры с бетоном. «Бетон и железобетон», 1968, № 12.

33. Гийон И. Предварительно напряженный железобетон. М., Госстройиздат, 1959 и 1962.

34. Гузеев Е. А. Железобетонные балки, армированные стержневой термически упрочненной арматурой. «Бетон и железобетон», 1963, № 9.

35. Гузеев Е. А., Соколовский П. И., Евангулова Е. П. Упрочнение стержневой арматуры при индукционном нагреве. «Бетон и железобетон», 1964, № 3.

36. Гуляев А. П. Металловедение. М., Оборонгиз, 1956 и 1963.

37. Гуляев А. П., Астафьев А. С., Волкова М. А., Клаустинг Е. А., Лейкин И. М., Тюрин А. В. Высокопрочные арматурные стали. М., Металлургия, 1966.

38. Гвоздев А. А., Мулин Н. М., Гуца Ю. П. Некоторые вопросы расчета прочности и деформации железобетонных элементов при работе арматуры в пластической стадии. «Известия высших учебных заведений», 1968, № 6.

39. Городницкий Ф. М., Михайлов К. В. Выносливость арматуры железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1972.

40. Гуца Ю. П. Исследование ширины раскрытия нормальных трещин. Сб. НИИЖБ. «Прочность и жесткость железобетонных конструкций». Труды института. М., Стройиздат, 1971.

41. Гуца Ю. П. Влияние диаграммы растяжения и механических характеристик высокопрочных арматурных сталей на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов. Сб. НИИЖБ. «Теория железобетона». М., Стройиздат, 1972.

42. Горячев Б. П. Особенности применения арматурной стали марки 80С класса А-IV в предварительно напряженных настилах. Сб. НИИЖБ «Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций». М., Стройиздат, 1970.

43. Гуца Ю. П., Горячев Б. П., Рыбаков О. М. Исследование характера упруго-пластических деформаций стержневой напрягаемой арматуры. Сб. НИИЖБ «Эффективные виды арматуры железобетонных конструкций». М., Стройиздат, 1970.

44. Дмитриев С. А. Сопротивление скольжению в бетоне предварительно напряженной холоднотянутой арматуры. Сборник ЦНИПС «Исследование обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций». М., Стройиздат, 1949.

45. Дмитриев С. А. Арматура периодического профиля. Сборник ЦНИПС «Вопросы современного железобетонного строительства». М., Стройиздат, 1952.

46. Дмитриев С. А., Мулин Н. М. Горячекатаная арматура периодического профиля из низколегированной стали. «Бетон и железобетон», 1955, № 1.

47. Дмитриев С. А., Калатуров Б. А. Расчет предварительно-напряженных железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1965.

48. Дружинин С. И. Определение сцепления железа с бетоном. «Строительные материалы», 1932, № 10.

49. Дегтярев В. В. Расчет на прочность изгибаемых железобетонных элементов с учетом характера диаграммы растяжения арматуры. ВНИИ транспортного строительства, сообщение № 143. М., Трансжелдориздат, 1959.

50. Додонов М. И. Применение электротермически упрочненной арматуры класса А-II (Ат-IV) в предварительно-напряженных железобетонных конструкциях. Сб. «Железобетонные пространственные конструкции и крупные панели». М., Изд-во высшей школы, 1966.

51. Додонов М. И. Экспериментально-теоретические исследования зоны анкеровки термически упрочненной стержневой арматуры. Автореферат канд. диссертации. М., 1968.

52. Евгеньев И. Е. Арматурные работы. М., Гостехиздат, 1961.

53. Жунусов Т. Ж., Дмитриев С. А., Мулин Н. М. Анкеровка в бетоне горячекатаной арматуры периодического профиля крупного диаметра. Сб. трудов НИИЖБ, вып. 26. «Исследования прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций». М., Госстройиздат, 1962.

54. Жунусов Т. Ж., Дмитриев С. А., Мулин Н. М. Ис-

следование изгибаемых железобетонных элементов, армированных горячекатаной сталью периодического профиля крупных диаметров. Сб. трудов НИИЖБ «Экспериментально-теоретические исследования железобетонных конструкций». М., Госстройиздат, 1963.

55. Жуков А. И., Ратнер Б. Р., Карасик В. М. Вариационный метод контроля качества стропильных стале. М., Стандартгиз, 1969.

56. Ивашенко Ю. А., Цехмистров В. М., Колбасин В. Г., Оатул А. А. Экспериментальные исследования сцепления арматуры с бетоном при кратковременном и длительном действии нагрузки. Сб. трудов ЧПИ «Вопросы сцепления арматуры с бетоном», № 56, Челябинск, 1968.

57. Кириллов А. П. О назначении расчетных величин усталостной прочности арматуры железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. Труды ВНИИГ, вып. 61. Л., Энергонздат, 1966.

58. Кольнер В. М., Алнев Ш. А., Гольфейн Б. С. Сцепление с бетоном и прочность заделки стержневой арматуры периодического профиля. «Бетон и железобетон», 1965, № 11.

59. Кольнер В. М. Сцепление арматуры с бетоном при динамических и циклических нагрузках. «Бетон и железобетон», 1968, № 12.

60. Кудрявцев А. А. Влияние мгновенного отпуска натяжения на длину зоны анкеровки арматуры в бетоне. «Бетон и железобетон», 1960, № 9.

61. Кочетов А. И., Кролевецкий А. Д. К вопросу об определении ограниченного предела усталости. «Заводская лаборатория», 1948, № 6.

62. Кедров А. И. Вибрационная прочность стыковых соединений арматуры периодического профиля из стали марок Ст5 и 25ГС (25Г2С) и мероприятия по ее повышению. Труды ЦНИИС МПС, вып. 35. М., Трансжелдориздат, 1960.

63. Карташов К. Н., Михайлов В. Г., Мулин Н. М. Вопросы дальнейшего развития сборного железобетона в промышленном строительстве. «Промышленное строительство», 1960, № 7.

64. Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. М., Стройиздат, 1964.

65. Кудзис А. П. О методах изучения реологических свойств арматуры из твердых сплавов. Труды координационного совещания НИИЖБ. М., Госстройиздат, 1962.

66. Литовченко Н. В., Бахтин В. П. Прокат периодических профилей арматурной стали. М., Металлургиздат, 1955.

67. Мадатян С. А. Влияние электронагрева на свойства горячекатаной арматурной стали марки 30ХГ2С. «Бетон и железобетон», 1960, № 10.

68. Мадатян С. А. Влияние электронагрева на свойства горячекатаной арматурной стали марки 35ГС, упрочненной вытяжкой. «Бетон и железобетон», 1962, № 2.

69. Мадатян С. А., Джаназян С. С. Исследование механических и реологических свойств новых марок арматурной стали класса А-IV. Сб. трудов НИИЖБ «Новые виды арматуры». М., Госстройиздат, 1964.

70. Мадатян С. А. Упрочнение вытяжкой стержневой арматуры из стали марки 35ГС. Сб. трудов НИИЖБ «Новые виды арматуры». М., Госстройиздат, 1964.

71. Мадатян С. А. Исследование свойств горячекатаной ар-

матурной стали марки 80С класса А-IV. Труды НИИЖБ «Новые виды арматуры». М., Госстройиздат, 1964.

72. Мадатян С. А. К выбору браковочной величины относительного равномерного удлинения для высокопрочной стержневой арматурной стали. Сб. НИИЖБ «Теория железобетона». М., Стройиздат, 1972.

73. Мадатян С. А. Свариваемая горячекатаная арматурная сталь класса А-V. «Бетон и железобетон», 1972, № 11.

74. Милованов А. Ф. Жаростойкий железобетон. М., Госстройиздат, 1963.

75. Милованов А. Ф., Гусельникова З. И. Ползучесть арматурных сталей классов А-I, А-II и А-III при температурах до 500° С. НИИЖБ, М., Стройиздат, 1967.

76. Милованов А. Ф. Ползучесть арматурных сталей класса А-IV при температурах до 450° С. НИИЖБ, М., Стройиздат, 1968.

77. Михайлов К. В. Сцепление арматуры с бетоном. Сб. НИИ по строительству «Исследование железобетонных конструкций». М., Стройиздат, 1952.

78. Михайлов К. В. Вопросы методики кратковременных и длительных испытаний арматурных сталей. Сб. НИИЖБ «Методика лабораторных исследований деформации и прочности бетона, арматуры и железобетона». М., Госстройиздат, 1962.

79. Михайлов К. В. Проволочная арматура для предварительно-напряженного железобетона. М., Госстройиздат, 1964.

80. Михайлов К. В., Басевич Т. О величине коэффициента условий работы для наклепанной арматуры железобетонных конструкций. «Бетон и железобетон», 1958, № 1.

81. Михайлов К. В., Мулин Н. М. Эффективные арматурные стали. «Бетон и железобетон», 1962, № 1.

82. Михайлов К. В. Релаксация напряжений в высокопрочной арматуре. «Бетон и железобетон», 1968, № 11.

83. Михайлов В. Г., Мулин Н. М. Перспективы применения эффективных видов арматуры в 1970—1980 гг. Сб. НИИЖБ «Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций». М., Стройиздат, 1970.

84. Мулин Н. М. Новые виды арматурных сталей для железобетонных конструкций. Бюллетень ЦНИИ МЧМ, № 9 (298). М., Металлургиздат, 1956.

85. Мулин Н. М., Кочетов А. И. Статистические данные о химическом составе и прочностных характеристиках горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки Ст5. Сб. трудов НИИЖБ, вып. 23. «Расчет железобетонных конструкций». «Экспериментально-теоретические исследования по усовершенствованию расчета». М., Госстройиздат, 1961.

86. Мулин Н. М. Арматура для железобетонных конструкций. Сб. трудов НИИЖБ «Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций». М., Госстройиздат, 1964.

87. Мулин Н. М. Об исследовании сцепления арматуры с бетоном. Сб. «Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций». М., Госстройиздат, 1962.

88. Мулин Н. М., Гузеев Е. А. Термически упроченная стержневая арматура и ее применение в железобетонных конструкциях. Сб. трудов НИИЖБ «Новые виды арматуры». М., Госстройиздат, 1964.

89. Мулин Н. М., Красовская Г. М. Исследование термически упрочненной катанки как арматуры предварительно напряженных железобетонных конструкций. Сб. трудов НИИЖБ «Новые виды арматуры». М., Госстройиздат, 1964.

90. Мулин Н. М., Гуща Ю. П. Деформации железобетонных элементов при работе арматуры в упругопластической стадии. «Бетон и железобетон», 1970, № 3.

91. Мулин Н. М., Артемьев В. П., Белобров И. К., Гузеев Е. А., Красовская Г. М., Петрова К. В., Фигаровский В. В. Обоснование расчета деформаций железобетонных конструкций по проекту новых норм. «Бетон и железобетон», 1962, № 11.

92. Мулин Н. М., Соколовский П. И., Гузеев Е. А., Яковлева В. С. Сталь термически упрочненная стержневая для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций. «Стандартизация», 1965, № 1.

93. Мулин Н. М., Мадатьян С. А., Джаназян С. С. Исследования реологических свойств горячекатаной арматурной стали класса А-IV. «Бетон и железобетон», 1966, № 7.

94. Мулин Н. М., Мадатьян С. А., Кочетов А. И. К выводу государственного стандарта «Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение» (ГОСТ 12004—66). «Бетон и железобетон», 1966, № 11.

95. Мулин Н. М., Мадатьян С. А. К выпуску «Указаний по применению в железобетонных конструкциях стержневой арматуры». (СН 390-69). «Бетон и железобетон», 1969, № 9.

96. Мулин Н. М., Ратнер Б. Р., Волошин В. А. Арматурная сталь класса А-III, марки 35ГС с государственным Знаком качества. «Бетон и железобетон», 1972, № 11.

97. Мулин Н. М., Коневский В. П., Судаков Г. Н. Новый тип профиля для стержневой арматуры. Сб. НИИЖБ «Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций». М., Стройиздат, 1970.

98. Мулин Н. М., Коневский В. П. Выносливость стержневой горячекатаной арматуры периодического профиля классов А-II, А-III и А-IV. Труды координационного совещания по гидротехнике. Динамика гидросооружений, вып. 64, М., Энергониздат, 1972.

99. Мулин Н. М., Мешков В. З. О механических свойствах горячекатаных арматурных сталей при низких температурах. «Проблемы прочности», 1970, № 8.

100. Мурашев В. И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. М., Машстройиздат, 1950.

101. Оатул А. А. Предложения к построению теории сцепления арматуры с бетоном. «Бетон и железобетон», 1968, № 12.

102. Оатул А. А. и др. Исследования по бетону и железобетону. Сборник трудов Челябинского политехнического института, № 46. Челябинск, 1967.

103. Оатул А. А. и др. Вопросы сцепления арматуры с бетоном. Сборник трудов Челябинского политехнического института № 56. Челябинск, 1968.

104. Прыкин Б. В. Неупругие свойства арматуры железобетонных конструкций. Киев, «Будівельник», 1969.

105. Попов Н. Н., Расторгуев Б. С. Расчет железобетонных конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок. М., Госстройиздат, 1964.

106. Портер Э. Г. Исследование трещиностойкости растяну-

тых элементов железобетонных стержневых систем. Автореферат канд. диссертации. М., 1968.

107. Ратц Э. Г. Железобетон с электротермическим натяжением арматуры. М., Стройиздат, 1967.

108. Ратнер Б. Р. Экономичная сталь для периодических профилей. М., Metallurgizdat, 1963.

109. Рискинд Б. Я. Практика электронатяжения арматуры предварительно напряженных железобетонных конструкций. Челябинское книжное издательство, 1962.

110. Рискинд Б. Я. Прочность сжатых железобетонных стоек с термически упрочненной арматурой. «Бетон и железобетон», 1972, № 11.

111. Рыбаков О. М., Сергиенко Б. М. Термически упрочненная арматура, выпускаемая металлургическими заводами. Сб. НИИЖБ «Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций». М., Стройиздат, 1970.

112. Рыбаков О. М., Сельский В. А., Дегтярев В. И. Электронный прибор ПДР-1 для автоматической записи диаграммы растяжения арматурной стали Сб. НИИЖБ «Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций». М., Стройиздат, 1970.

113. Соколовский П. И. Арматурные стали. М., Metallurgizdat, М., 1964.

114. Стародубов К. Ф., Савенков В. Я., Борковский Ю. З. и др. Термическое упрочнение проката. М., Metallurgiya, 1970.

115. Скоробогатов С. М., Крюшкин О. Н., Курилов Л. С. и др. Принципы проектирования периодического профиля стержневой арматуры с повышенным пределом выносливости. «Бетон и железобетон», 1973, № 11.

116. Галь К. Э. Пути дальнейшего совершенствования основных параметров запаса надежности сооружений. Известия АСИА СССР, 1962, № 4.

117. Трифионов И. А., Дубовой И. Б., Додонов М. И. Применение стержневой термически упрочненной арматуры классов Ат-IV—Ат-VI в предварительно напряженных железобетонных конструкциях. «Бетон и железобетон», 1967, № 4.

118. Хант И. Г., Мулин Н. М., Гузеев Е. А., Стычинский Л. П., Гуров Н. А., Эрлих М. Г., Борковский Ю. З. Термически упрочненная арматура повышенной надежности. «Бетон и железобетон», 1972, № 11.

119. Хеваленд Р. Инженерная надежность и расчет на долговечность. М., «Энергия», 1966.

120. Холмянский М. М. Техническая теория сцепления арматуры с бетоном и ее применение. «Бетон и железобетон», 1968, № 12.

121. Холмянский М. М. Закладные детали сборных железобетонных элементов. М., Стройиздат, 1968.

122. Холмянский М. М. Трещинообразование в результате раскалывания бетона арматурой. Сб. трудов ВНИИЖелезобетона, № 5. М., Стройиздат, 1968.

123. Abrams D. A. Tests of bond between concrete and steel. Bulletin, № 71, University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1913.

124. ACJ COMMITTEE 208. Proposed test procedure to determine relative bond value of reinforcing bars. JACI, v. 16, № 4, 1945.

125. ACJ COMMITTEE 208. Test procedure to determine relative bond value of reinforcing bar (ACI 208-58). JACI, v. 30, № 1, July, 1958.

126. Bishara A. Etude du problème de l'adhérence dans le béton armé. «Cahiers du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment». Cahier 117 et 127, Paris, 1951.

127. Clarck A. P. Comparative bond efficiency of deformed concrete reinforcing bars. JACI, v. 18, № 4, Dec., 1946.

128. Clarck A. P. Bond of concrete reinforcing bars. JACI, v. 21, № 3, Nov., 1949.

129. Collier S. T. Bond characteristics of commercial and prepared reinforcing bars. JACI, v. 18, № 10, June, 1947.

130. Hahn V. Über die Verbundwirkung des Querrippenstahes. «Die Bauwirtschaft» (Wisbaden), № 3—4, Jan. 15—22, 1955.

131. Menzel C. A. Some factors influencing results of pull-out bond tests. JACI, v. 10, 1939.

132. Menzel C. A. A proposed standard deformed bar for reinforcing concrete. Proceedings of the 17th Annual Meeting Concrete Reinforcing Steel Institute, Colorado Springs, Colorado, Sept. 18—20, 1941.

133. Pogany B. The causes of the bond between steel and concrete. «Cement and Lime Manufacture», v. 12, № 5, 1939.

134. Pogany A. Neuere Untersuchungen über das Wesen der Haftfestigkeit. «Zement», № 19, 1940.

135. Rehm G. Stress distribution in reinforcing bars embedded in concrete. RILEM, Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, v. 1, 11. Stockholm, 1957.

136. Rehm G. Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. «Deutscher Ausschuss für Stahlbeton», Heft 138, 1961.

137. Saillard Y. Recherches sur les aciers d'armatures de limite d'élasticité 60 kg/mm². Détermination d'un acier Tor-60. «Travaux», v. 37, № 227, Sept. 1953.

138. BETON—KALENDER 1972. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin—München, 1972.

125. Папан С. Испытание на сцепление
арматуры с бетоном. «Журнал
Строительного Ученства»
С. 5. Ученые Записки Института
Строительной Механики и
Технологии Строительных
Материалов. 1958, № 1, с. 5-12

	Стр.
Предисловие	3
Введение	4
Глава I. Разработка и развитие производства стержневой арматуры	8
I.1. Общие требования к стержневой арматуре	8
I.2. Основные сведения по технологии изготовления горячекатаной арматурной стали	10
I.3. Классификация и стандартизация стержневой арматурной стали	15
I.4. Горячекатаная арматура	23
I.5. Термически упрочненная арматура	29
I.6. Арматура, упрочненная вытяжкой	34
Глава II. Стержневая арматура периодического профиля	39
II.1. Сцепление арматуры с бетоном	39
II.2. Основные параметры профиля	42
II.3. Периодические профили арматуры, изготовляемой в настоящее время	56
Глава III. Свойства стержневой арматуры	64
III.1. Основные механические характеристики и методы их определения	64
III.2. Реологические свойства стержневой арматуры	77
III.3. Влияние высоких температур на свойства стержневой арматуры	86
III.4. Влияние низких отрицательных температур на свойства стержневой арматуры	93
III.5. Влияние кратковременных динамических нагрузок на свойства стержневой арматуры	106
III.6. Выносливость стержневой арматуры	109
III.7. Коррозия стержневой арматуры	120
Глава IV. Расчетные характеристики и однородность свойств стержневой арматуры	128
IV.1. Методы назначения расчетных характеристик	128
IV.2. Повышение надежности поставляемой арматурной стали	142
Глава V. Анкеровка стержневой арматуры	151
V.1. Основные положения	151
V.2. Анкеровка ненапрягаемой арматуры	159
V.3. Анкеровка напрягаемой арматуры	176
Глава VI. Особенности работы железобетонных конструкций со стержневой арматурой	186
VI.1. Работа изгибаемых элементов	186
VI.2. Развитие и раскрытие трещин	196
VI.3. Особенности работы изгибаемых элементов в стадии, близкой к разрушению	203
Глава VII. Экономическая эффективность и структура потребления стержневой арматуры	213
VII.1. Техничко-экономическая эффективность применения стержневой арматуры	213
VII.2. Структура потребления и перспективы развития стержневой арматуры	220
Список литературы	224