

Ю. А. ДЫХОВИЧНЫЙ
В. А. МАКСИМЕНКО

СБОРНЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ УНИФИЦИРОВАННЫЙ КАРКАС



624, 94

Д, 91

Ю.А. ДЫХОВИЧНЫЙ
В.А. МАКСИМЕНКО

СБОРНЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ УНИФИЦИРОВАННЫЙ КАРКАС

Опыт московского строительства. Проектирование,
исследование, изготовление, монтаж, перспективы
развития

20824

Москва Стройиздат 1985

Печатается по решению секции литературы по строительной физике и конструкциям редакционного совета Стройиздата.

Рецензент — канд. техн. наук Г. В. Кашеев

Дыховичный Ю. А., Максименко В. А.

Д 91 Сборный железобетонный унифицированный каркас: Опыт московского строительства. Проектирование, исследование, изготовление, монтаж, перспективы развития. — М.: Стройиздат, 1985. — 296 с., ил.

Обобщен опыт сооружения многоэтажных зданий различного назначения на основе сборного железобетонного унифицированного каркаса, который входит в состав Единого каталога унифицированных изделий для строительства в Москве.

Для инженерно-технических и научных работников проектных и научно-исследовательских организаций.

Д $\frac{3202000000-307}{047(01)-85}$ 35—85

ББК 38.53
6С4.05

ЮРИЙ АБРАМОВИЧ ДЫХОВИЧНЫЙ, ВЛАДИМИР АНДРЕЕВИЧ МАКСИМЕНКО
СБОРНЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ УНИФИЦИРОВАННЫЙ КАРКАС

Редакция литературы по строительным материалам и конструкциям

Зав. редакцией П. И. Филимонов

Редактор И. С. Бородина

Внешнее оформление художника А. А. Рэджио

Технический редактор Ю. Л. Циханкова

Корректор Е. А. Степанова

ИБ № 3266

Сдано в набор 20.02.85. Подписано в печать 26.08.85. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага кн.-журн. имп. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Печ. л. 18,5. Усл. печ. л. 18,5. Усл. кр. отт. 18,5. Уч.-изд. л. 21,44. Тираж 19.000 экз. Изд. № А.VI-9990. Заказ № 135. Цена 1 р. 60 к.

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская ул., д. 23-а

Владимирская типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли

600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7

© Стройиздат, 1985

XXVI съездом КПСС намечена широкая программа дальнейшего подъема благосостояния народа, которая охватывает улучшение всех сторон жизни советских людей. Ее важнейшая составная часть — решение жилищной проблемы, обеспечение каждой семьи отдельной благоустроенной квартирой, развитие всех видов общественного обслуживания. На выполнение этих задач государство направляет огромные и все возрастающие капиталовложения. Систематически совершенствуются проектные решения жилых и общественных зданий для комплексной застройки районов и городов, методы индустриального строительства. Жизнь подтвердила, что решить эти задачи можно только путем решительного и всеобъемлющего перевода массового строительства на индустриальные рельсы.

Начало полносборного, заводского домостроения в нашей стране относится к 1949 г., когда в Москве, на Соколиной горе был построен первый каркасно-панельный жилой дом.

Скромный 4-этажный дом так же отличается от сегодняшних крупнопанельных и каркасно-панельных 16—25-этажных домов, как первый аэроплан отличается от современных космических кораблей.

Его конструктивная схема — каркасно-панельная, с самонесущими стенами из железобетонных панелей, с панельными железобетонными перекрытиями, с перегородками из гипсовых плит. Каркас первого дома был принят стальным, а габариты панелей по условиям производства ограничены размером 3,2×1,8 м. Несмотря на новизну метода строительства, дом возведен в небывало короткий для того времени срок — за сто дней. В 1949 г. в Москве развернулось строительство серии аналогичных каркасно-панельных домов на Хорошевском шоссе.

В январе 1951 г. Московским городским комитетом партии проведено научно-техническое совещание по жилищно-гражданскому строительству с участием широкой инженерной и архитектурной общественности. Совещание уделило особое внимание проблеме сборного строительства из крупноразмерных элементов — заводскому домостроению.

На этом совещании выявились различные и прямо противоположные точки зрения о дальнейших путях развития заводского домостроения; ряд специалистов отстаивали в качестве основной системы для жилых домов крупнопанельную бескаркасную систему; противоположная точка зрения заключалась в предложении строить жилые дома каркасно-панельной конструкции. Расхождение во взглядах на конструктивную систему было сугубо принципиальным, поскольку определяло характер и пути развития домостроительных заводов и домостроительной промышленности в целом.

Эта дискуссия продолжалась в течение ряда лет. Последующая практика подтвердила правильность ориентации жилищного строительства на крупнопанельные конструкции, а общественных и

производственных зданий — на сборные железобетонные каркасные конструкции.

Началом коренных изменений в строительном деле в нашей стране послужило постановление ЦК КПСС и СМ СССР от 19 августа 1954 г. «О развитии производства сборных железобетонных изделий для строительства». В результате реализации этого постановления за короткий срок в стране была создана мощная промышленность крупнопанельного домостроения, насчитывающая сейчас более 360 заводов общей мощностью около 40 млн. м² общей площади в год.

Более 35 лет Москва уверенно идет по пути полносборного домостроения и занимает ведущее положение в этом новом направлении индустриального строительства.

На основе поисков эффективных технологий и приемов заводского производства сборных изделий ускоренными темпами была создана мощная индустриальная база строительства Москвы — промышленные предприятия Главмоспромстройматериалов, ДСК Главмосстроя.

За 35 лет в полносборном домостроении произошли большие качественные и количественные изменения, этот метод стал основным в массовом строительстве. За эти годы прошли опытную проверку в строительстве различные конструктивные схемы панельных и каркасно-панельных зданий, конструкции каркасов, панелей и их соединений, узлов и деталей.

Практику полносборного домостроения в Москве можно разделить на два основных периода: первый — 1950—1960 гг., для которого характерны поиски принципиальных конструктивных решений индустриальных типов зданий, в основном пятиэтажных, и второй, начиная с 1960 г., связанный с переходом на строительство многоэтажных полносборных зданий.

Путь развития и становления полносборного домостроения, принципиально отличающегося от традиционных методов и форм строительного производства, был нелегким.

На первом этапе не удалось избежать ошибок в выборе конструктивных схем зданий, отдельных конструкций и узловых сопряжений.

При переходе к многоэтажному полносборному домостроению (1960—1965 гг.) был сделан качественный скачок в совершенствовании конструкций панельных домов. Повысились их капитальность, надежность, долговечность, улучшились эксплуатационные качества. Этого удалось достичь благодаря выбору наиболее оправдавших себя конструктивных схем домов и элементов конструкций, а также широких и углубленных исследований, которые были выполнены ведущими научно-исследовательскими и проектными организациями (ЦНИИСК им. Кучеренко, ЦНИИЭП жилища, НИИЖБ, НИИ Мосстроя, МНИИТЭП, Моспроект и др.).

В качестве основной конструктивной схемы 9-этажных домов (а впоследствии и домов большей этажности) была принята панельная схема с несущими поперечными стенами и перекрытиями

из железобетонных панелей толщиной 14 см (серии крупнопанельных домов в Москве П-57, П-49, 1605/9).

Этапами в развитии панельных конструктивных схем стало экспериментальное строительство жилых домов еще большей этажности. В Москве были построены 12-этажный дом с поперечными несущими стенами на ул. Чкалова (1965 г.), затем 17-этажные дома на проспекте Мира, Смоленском бульваре (1966 и 1967 гг.), на Ленинском проспекте (1967 г.) и, наконец, 25-этажный дом на проспекте Мира (1968 г.). В этом — последовательный переход к применению панельной схемы в зданиях все большей высоты.

Проведенные технико-экономические исследования индустриальных типов жилых домов повышенной этажности высотой 16—17 этажей с разными конструктивными схемами показали, что наиболее экономичными типами жилых домов высотой до 16 этажей по расходу стали, затратам труда и стоимости являются крупнопанельные дома с поперечными несущими стенами, расположенными с узким шагом. Показатели трудоемкости, особенно на монтаже, для панельных домов почти в 2 раза ниже, чем для каркасных.

На основе сопоставления различных конструктивных схем зданий сделан вывод, что предстоящее массовое жилищное строительство должно быть ориентировано на применение панельных конструкций и среди них на схемы с узким шагом поперечных стен (целесообразность этой схемы возрастает с увеличением этажности). Увеличение пролета между несущими стенами до 3,6—4,2 м ликвидирует имевшиеся ранее недостатки панельных схем с узким шагом: ограниченные планировочные возможности и неудачные пропорции комнат.

Одновременно велись поиски рациональных конструктивных схем многоэтажных общественных и производственных зданий, отвечающих требованиям индустриализации, которые завершились созданием принципиально новых решений каркасных конструкций. Главной особенностью нового многоэтажного каркасного строительства стало широкое применение сборного железобетона, впервые в мировой практике используемого для зданий данного типа.

До начала 60-х годов каркасное строительство в Москве развивалось путем постепенной замены стальных конструкций железобетонными узкоориентированными системами или наборами конструкций, удовлетворяющих конкретной задаче. Были созданы каркасы: так называемые телецентровский и гаражный, для многоэтажных жилых домов серии МГ-601, для торговых зданий НК-170, для здания гостиницы «Россия» и др.

В начале 60-х годов возникла необходимость строительства группы уникальных зданий, которые невозможно было осуществить индустриальными методами на основе имеющихся инженерно-технических систем и отдельных изделий. Это требовало создания значительных мощностей предприятий стройиндустрии.

Вместе с тем в процессе развития индустриального домостроения возникло противоречие между широкой номенклатурой завод-

ских изделий, которые вынуждены осваивать предприятия строительной промышленности для обеспечения строительства различных зданий и сооружений (число типоразмеров изделий, выпускаемых московской промышленностью, достигло 10 тыс. единиц), и однообразия архитектурных решений самих зданий, ограниченным набором планировочных решений.

Проекты жилых домов для массового строительства в этот период создавались отдельными сериями, не ориентированными на какую-то определенную технологию изготовления и монтажа изделий, не связанную с модульными или иными параметрами. Единицей типизации был отдельный объект, аналогичные изделия выполняли на различных производствах без учета унификации и взаимозаменяемости. Это создавало дублирующие номенклатуры изделий, типоразмеры которых зачастую имели лишь незначительные расхождения.

Сложилось также дублирующие технологии их изготовления, т. е. были созданы предприятия, изготавливавшие однотипные изделия, но незначительно отличающиеся по типоразмерам и маркам. Принцип взаимозаменяемости изделий, позволивший организовать производство на основе прогрессивной специализации и кооперации, не получил развития.

Новые проекты порождали и новые изделия, при этом зачастую изготовленное оборудование и оснастку на заводах приходилось заменять до окончания амортизационного срока.

Развитие различных технологий производства и обилие выпускаемых изделий не привело к появлению разнообразных домов и улучшению их архитектурного облика. Новые жилые районы были монотонными, утратили архитектурное своеобразие. Дублирующие друг друга комплекты изделий при однотипности домов сужали архитектурные возможности, непомерно росла номенклатура изделий. Все это снижало очевидные достоинства индустриального домостроения и углубляло противоречия между заводским производством домов и эстетическими требованиями архитектуры.

В целях решения этих задач были сформулированы требования к будущей системе: универсальность при минимальной номенклатуре, высокий уровень индустриализации, возможность развития или расширения области применения системы во всех видах строительства, технологичность индустриального производства изделий при их высокой тиражности; универсальность узлов соединения конструкций, методов их монтажа и строительного-монтажного оборудования при высоких темпах производства работ; высокие эстетические качества и более высокие технико-экономические показатели, в частности, по стоимости, трудоемкости и материалоемкости.

Эти требования были реализованы в принципиально новой системе индустриального домостроения — методе Единого каталога унифицированных деталей для строительства в Москве, созданном и разработанном проектными организациями ГлавАПУ совмест-

но с Главмосстроем и Главмоспромстройматериалами в 1971—1980 гг. и ставшего основой для строительства в Москве*.

В состав Единого каталога входят как панельные, так и каркасно-панельные конструкции — сборный железобетонный унифицированный каркас.

Начиная с 1965 г. строительство общественных зданий повышенной этажности в Москве осуществляется в основном на базе унифицированного каркаса серии КМС-101-1, разработанного проектными и научно-исследовательскими организациями ГлавАПУ с участием НИИЖБ и освоенного предприятиями Главмоспромстройматериалов и строительными организациями Главмоспромстроя.

Широкие объемно-планировочные возможности, гибкость в решении функциональных задач, целостность или завершенность системы выдвинули ее на первое место среди других каркасных или каркасно-панельных конструкций. Из изделий унифицированного каркаса возводятся здания различного функционального назначения: жилые дома, учебные заведения, гостиницы, общежития, научно-исследовательские и проектные институты, предприятия торговли и общественного питания, гаражи, телефонные станции, типографии, склады, архивы, промышленные предприятия и т. д.

В предлагаемой читателю книге авторы стремились осветить опыт проектирования, изготовления и возведения каркасно-панельных зданий в Москве, рассмотреть нелегкий путь создания и отработки унифицированных сборных железобетонных каркасных конструкций, определить направления дальнейшего развития и совершенствования этой прогрессивной конструктивной системы.

Ю. А. Дыховичным написаны введение, п. 1 гл. 1, п. 2 гл. 2, п. 9 гл. 3, пп. 1—8 гл. 4, пп. 1—9, 12 гл. 5, пп. 1, 3—6 гл. 6, пп. 1—4, 6 гл. 7, пп. 2, 4, 5 гл. 9; В. А. Максименко — пп. 2, 3 гл. 1, п. 1 гл. 2, пп. 1—8 гл. 3, п. 9 гл. 4, пп. 10, 11 гл. 5, п. 2 гл. 6, п. 5 гл. 7, гл. 8, пп. 1, 3 гл. 9.

Глава 1. НОВЫЙ МЕТОД ИНДУСТРИАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА — СИСТЕМА ЕДИНОГО КАТАЛОГА УНИФИЦИРОВАННЫХ ИЗДЕЛИЙ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ СИСТЕМЫ ЕДИНОГО КАТАЛОГА

Система Единого каталога унифицированных изделий представляет собой научно обоснованную номенклатуру унифицированных заводских изделий и оборудования жилых, общественных и производственных зданий, на основе которой может выполняться индустриальными методами строительство зданий и сооружений самого разного назначения и этажности, с различными объемно-планиро-

* За создание и внедрение принципиально нового метода комплексной застройки в Москве на основе системы Единого каталога унифицированных изделий в 1980 г. авторам и участникам его разработки присуждена Ленинская премия.

вочными решениями, необходимых для комплексной застройки города.

Известно, что успешная работа предприятий заводского домостроения возможна лишь при условии, что она основана на выпуске определенного, строго ограниченного сортамента изделий. Такой основой и является Единый каталог унифицированных изделий, включающий минимальное число разновидностей строительных изделий, пригодных для зданий различного назначения.

Единый каталог обеспечивает новую, наиболее высокую степень типизации, устанавливает необходимое число типоразмеров изделий и создает тем самым наилучшие условия для организации строительного производства, совершенствования технологии заводского изготовления изделий и снижения стоимости строительства.

Основное и принципиальное отличие Единого каталога от прежних каталогов индустриальных изделий заключается в том, что объектом типизации стал не отдельный дом, а объемно-планировочные и конструктивные параметры, узлы и сами индустриальные изделия, из которых формируются разнообразные по объемно-планировочной структуре и архитектуре здания. Иными словами, принцип «от проектов — к изделиям» заменился принципом «от изделий — к проектам». Такой принцип обеспечивает максимальную гибкость и маневренность в проектировании, разнообразие жилых и общественных зданий, создает условия для планомерной замены устаревших типов зданий более совершенными при стабильной работе предприятий строительной промышленности и эффективном использовании их технологического оборудования.

Создание Единого каталога преследовало цель, с одной стороны, систематизировать и упорядочить проектирование, промышленное производство изделий и строительство, с другой — четко определить техническую направленность массового строительства. Реализация метода Единого каталога опиралась на модернизацию и целенаправленное развитие индустриальной базы строительства и проектно-строительного процесса в целом, на превращение его в единую взаимосвязанную и комплексную систему.

Созданию каталога предшествовала большая подготовительная научно-исследовательская работа и проектные архитектурно-конструкторские поиски.

Основной предпосылкой для создания каталога стала унификация основных параметров объемно-планировочных решений и элементов зданий, а также соответствующая унификация размеров строительных изделий. Планировочные параметры, так же как и размеры строительных изделий, не могут быть произвольными, они должны основываться на единой, специально установленной величине, называемой модулем, или на кратных этому модулю величинах, образующих так называемый модульный ряд.

Подготовительная работа включала следующие этапы: разработку модульной системы; унификацию основных планировочных размеров и высот этажей различных зданий; унификацию основных геометрических размеров элементов зданий и типизацию этих

элементов; унификацию расчетных нагрузок, теплотехнических и других параметров, которые также влияют на геометрические размеры изделий: отбор унифицированных и типизированных элементов для изготовления на заводах и включение их в каталог с доведением числа отдельных типов и типоразмеров изделий до необходимого минимума.

Надо было установить единую систему модульных размеров как организующую основу всего процесса проектирования. В свою очередь эта система, особенно в области жилищного строительства, не могла быть принята без предварительного определения устойчивых во времени нормативов и объемно-планировочных параметров жилых домов и квартир, без четко установленной структуры массового строительства. Были изучены и обобщены многочисленные проекты и разработаны перспективные типы квартир, секций и домов. Выявлены наиболее рациональные пути развития жилищного строительства, планировочной структуры и этажности жилых домов, массовых типов общественных и производственных зданий.

Необходимо было выбрать наиболее рациональные, экономичные, реальные и вместе с тем перспективные конструкции и конструктивные схемы индустриальных панельных и каркасных жилых домов, общественных и производственных зданий.

На основе предшествующего опыта индустриального домостроения были определены пути повышения эксплуатационных качеств применяемых конструкций, включая вопросы прочности, надежности, звукоизоляции, теплозащитных свойств и т. п., учтены повышенные требования к качеству строительства, снижению трудовых затрат на заводах и особенно на монтаже.

Для решения этих фундаментальных задач была определена необходимость: системного подхода к проблеме в целом (включая проектирование, производство сборных изделий и строительство), при котором объектом типизации был бы не отдельный дом, а оптимальная по числу и системно-взаимосвязанная номенклатура сборных изделий, узлов и деталей, открывающая возможность проектирования и монтажа из них различных по этажности, объемно-планировочным решениям и архитектуре зданий; научного прогнозирования развития массового жилищного строительства как предпосылки для стабильной работы заводов строительной индустрии; поиска новых организационных форм заводского домостроения, отвечающих принципам каталога; выбора оптимальных технологий производства индустриальных изделий, в наибольшей мере отвечающих их конструктивным особенностям; строгой модульной координации в установлении параметров и назначении размеров деталей, узлов и частей зданий.

Разработанный на основе последних достижений строительной науки и техники каталог сконцентрировал в себе все лучшее, что создала практика индустриального домостроения, а также обусловил значительное повышение эффективности заводского домостроения благодаря сокращению и стабильности номенклатуры изделий и отбору оптимальных технологий для их производства:

в каталоге принята единая система модульных размеров как организующая основа всего процесса проектирования; она опирается на современные параметры домов и квартир, а также на общую структуру жилищного строительства, предприятий обслуживания и других массовых типов зданий, определенную Генеральным планом развития Москвы;

установлены правила привязки сборных изделий к осям зданий, точно определено местоположение сборных изделий в общей структуре зданий, а также их горизонтальных и вертикальных сопряжений;

выявлены возможные в дальнейшей практике объемно-планировочные и конструктивные ситуации, определяющие разнообразие функциональных решений, планировочно-конструктивной структуры зданий, а в итоге — содержание и характер номенклатуры изделий;

отобраны наиболее прогрессивные и экономичные виды конструкций, предусмотрено повышение надежности, долговечности конструкций и звукоизоляционных свойств зданий. При этом учтено повышение требований к качеству строительства, технологичности изготовления изделий, к снижению трудовых затрат на заводах и особенно на монтаже, а также эксплуатационных затрат и экономии тепла в зданиях;

предусмотрено значительное укрупнение сборных изделий и объемных элементов (в соответствии с увеличением грузоподъемности строительных кранов), повышение степени их заводской готовности и отделки;

разработаны унифицированные узлы сопряжений конструктивных элементов зданий, что обеспечивает взаимозаменяемость изделий.

В основу каталога положены две конструктивные схемы зданий (из пяти конструктивных разновидностей, применяемых в индустриальном строительстве), которые были признаны наиболее рациональными в предшествующей практике строительства: панельная с поперечными несущими стенами и каркасно-панельная на основе применения унифицированного сборного железобетонного каркаса.

Первая схема отлично зарекомендовала себя в зданиях с четкой регулярной мелкоячейковой планировочной структурой, однотипно повторяющейся по вертикали. Такая структура наиболее соответствует жилым зданиям, что и определяет широкое использование крупнопанельных конструкций в жилищном строительстве. Преимущество каркасно-панельной схемы — свобода планировки — обусловлено ее применением главным образом в общественных и производственных зданиях.

Комплексное изучение конструктивных решений подтвердило, что для массового жилищного строительства высотой 12—14, 16—17, 23—25 этажей наиболее рациональны схемы с узким шагом поперечных несущих стен с платформенным опиранием перекрытий на несущие стены и навесными панелями наружных стен.

Жилые дома высотой 12—14, 16—17, 23—25 этажей из изделий каталога изготавливаются на домостроительных комбинатах и предприятиях Главмоспромстройматериалов.

Каркасно-панельные конструкции нашли значительно меньшее применение в жилищном строительстве, уступая панельным системам по технико-экономическим показателям, расходу материалов, трудовым затратам и стоимости.

Однако, как показывают расчеты, при этажности жилых домов в 20 этажей и выше и особенно в случаях устройства в первых этажах предприятий бытового обслуживания, показатели каркасно-панельных домов становятся приблизительно такими же, как и крупнопанельных. Следует также отметить, что конструкция платформенного стыка крупнопанельных систем ограничивает возможность их применения 25 этажами.

В последнее время в Москве каркасно-панельные жилые дома возводятся в основном на ответственных в градостроительном отношении участках. Однако с учетом необходимости решения важных градостроительных задач, создания акцентов в 16-этажной массовой жилой застройке, особенностей строительства на затесненных участках и в сложившейся части города каркасно-панельные системы намечено использовать значительно шире.

Основная область применения унифицированного сборного железобетонного каркаса — здания общественного и производственного назначения. Практика внедрения Единого каталога подтвердила возможность проектирования на основе сборного железобетонного унифицированного каркаса¹ всех видов зданий и сооружений, необходимых для застройки города.

В состав Единого каталога кроме железобетонных и керамзитобетонных изделий несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений (разделы крупнопанельных, каркасно-панельных конструкций и конструкций для инженерно-транспортных коммуникаций) входят:

железобетонные и гипсобетонные изделия для внутреннего устройства зданий (перегородки, вентиляционные блоки, электропанели, шахты лифтов, сантехкабины и т. д.);

изделия из гипса (перегородки, подвесные потолки, элементы декоративного оформления и т. д.);

изделия из асбестоцемента (перегородки, сантехкабины, мусоропроводы, ограждающие «теплые» и «холодные» конструкции, подоконные доски и т. д.);

столярные изделия из дерева, черного металла и алюминия (дверные и оконные блоки, витражи, металлические элементы, конструкции и погонажные изделия для образования ограждающих факверков, элементы встроенной мебели и т. д.);

металлоконструкции несущие и ограждающие (ограждения балконов, лоджий, лестничных клеток), санитарно-технические и электротехнические.

¹ В 1979 г. коллектив работников московских строительных, проектных и научных организаций за разработку и внедрение «унифицированного каркаса» удостоен премии Совета Министров СССР.

тротехнические устройства (шкафы, почтовые ящики, ниши и др.), подвесные потолки, крепежные детали и т. д.;

санитарно-техническое оборудование (системы отопления и вентиляции, водоснабжения, кондиционирования, канализации);

электротехническое силовое и слаботочное оборудование (приборы, установки и др.);

механическое оборудование (лифты, устройства для ремонта фасадов, выгрузки и транспортировки мусора, бельепроводы, пневмопочта и т. д.);

малые формы архитектуры из металла, дерева, железобетона, пластмасс;

различные устройства для радиосетей, приема телевизионных передач и др.;

строительные материалы и погонажные изделия.

Каталог включает все виды материалов, конструкций, изделий и оборудования, необходимые для комплексного жилищно-гражданского, промышленного и инженерно-транспортного строительства, осуществляемого в Москве.

Структура каталога отвечает применяемым конструктивным схемам, видам строительных работ, назначению оборудования и используемым материалам. В соответствии с этим каталог разбит на разделы.

Преимущества метода Единого каталога. Выбор в качестве основы каталога оптимальных конструктивных схем зданий (которые во многом определяют общую экономичность строительства) обеспечил крупный экономический эффект от внедрения каталога. По мере освоения новых типов домов, запроектированных на основе каталога, сняты с производства менее выгодные и устаревшие типы домов (9-, 12-этажные крупноблочные и крупнопанельные).

Проведение четкой унификации параметров новых типов панельных домов на основе Единого каталога, основанной на единой модульной системе, позволило резко уменьшить число марок изделий, несмотря на значительное разнообразие архитектурно-планировочных решений по сравнению с действующими сериями проектов.

Переход на систему каталога создает принципиально иные условия для замены и совершенствования проектов. Как бы ни был хорош тот или иной вновь созданный проект, постоянно растущие потребности, рост жизненного уровня народа, прогресс науки и техники неизбежно будут приводить к относительно быстрому моральному старению проекта. Поэтому вопросы замены прежних моделей домов более совершенными с сохранением при этом налаженного производства имеют первостепенное значение. И именно каталог унифицированных изделий открывает возможности такой замены без остановки производства, т. е. возможности постоянного совершенствования проектов в процессе заводского производства. Это дает большой экономический эффект, так как достигаемая стабильность и постоянство номенклатуры изделий позволяют организовать ритмичную и устойчивую работу промышленности.

Каталог является системой, находящейся в постоянном раз-

витии при стабильном числе изделий на определенный период времени (5—10 лет). Периодическое обновление незначительной части номенклатуры изделий дает возможность без больших потерь циклично производить замену строящихся зданий более совершенными.

Внедрение каталога даст возможность снизить заводскую себестоимость за счет увеличения тиражности изготовления однотипных изделий, стабильности их выпуска и прекращения производства индивидуальных конструкций, не основанных на общей системе каталога. В свою очередь это открывает путь для дальнейшей специализации и унификации поточных линий, а следовательно, автоматизации и совершенствования технологии производства строительных изделий, для эффективного использования заводского оборудования в течение всего амортизационного срока, т. е. для наиболее полного использования капиталовложений в промышленности.

При этом благодаря строгой унификации основных параметров зданий и сооружений возможна четкая унификация не только основных несущих конструкций, но и всех элементов зданий, в том числе витрин, витражей, столярных изделий, подвесных потолков и т. п., что обеспечивает дополнительный и при том значительный экономический эффект.

Внедрение каталога знаменует решительное повышение качественного уровня московского строительства.

В проектах крупнопанельных домов из изделий каталога значительно улучшены архитектурно-планировочные и эксплуатационные качества. Увеличение общих площадей квартир позволило увеличить площади всех подсобных помещений — кухню, передних, ванных, ввести кладовые и хозяйственные шкафы. Благодаря имеющемуся в каталоге набору пролетов в проектах получено многообразие вариантов квартир. Для обеспечения гибкости расселения практически все типы квартир дублируются: квартира каждого типа проектируется в двух вариантах, создаются квартиры с одним и тем же числом комнат, но с разными размерами жилой и полезной площади (малая и большая однокомнатные квартиры и т. д.).

Вместо ограниченного набора типовых проектов домов основную номенклатуру, как уже указывалось, составляют теперь 12—14-, 16—17- и 23—25-этажные дома с различными набором квартир и вариантами фасадов. При этом в случае необходимости на базе каталожных изделий могут быть разработаны новые блоксекции и отдельные дома в соответствии с конкретными условиями застройки.

Переход на систему каталога потребовал коренной перестройки организации заводского домостроения. Ведущими принципами метода каталога, которые определяют организационные формы заводского производства, являются: специализация заводского производства по видам изделий с применением наиболее эффективной технологии и централизованная комплектация изделий.

За рубежом унифицированные сборные железобетонные каркасы начали разрабатываться значительно позже и, в частности, с середины 70-х годов получили широкое распространение при

строительстве многоэтажных зданий различного назначения. При этом применяются как унифицированные каркасные системы для зданий массовой застройки, особенно в ГДР, ЧССР, СФРЮ, ФРГ, Италии, так и уникальные сборные каркасы для зданий, сооружаемых по индивидуальным проектам, в частности в США, Великобритании, ФРГ и других странах. Однако большая часть каркасов предназначена для возведения зданий только определенного назначения, например учебных, административных, жилых и т. д. Многие системы весьма эффективны для определенных видов строительства, однако не обладают такой универсальностью, степенью индустриализации и объемами внедрения, как система унифицированного каркаса КМС-101.

Кроме Москвы унифицированный каркас использован в строительстве зданий в ряде городов СССР: Ленинграде, Алма-Ате, Ташкенте и др. Конструкции каркаса используются и при возведении объектов гражданского назначения на БАМе.

Система каталога динамична, она охватывает все новые области строительства, способствуя поднятию их на более высокий качественный, технический и эстетический уровень. Она не имеет прецедента в мировой практике и, основываясь на положениях и параметрах единой модульной системы, принятой в странах СЭВ, представляет важное достижение отечественной науки и техники.

Переход на строительство из изделий каталога не только значительно сократил сроки возведения зданий и повысил их качество, но и существенно улучшил архитектуру застройки города, комфорт жилых домов и предприятий культурно-бытового назначения. Открылись широкие возможности для индивидуализации отдельных зданий и сооружений, а также крупных жилых массивов и районов города. Этот переход, основанный на неоспоримых преимуществах социалистического строя и научной плановой системе народного хозяйства, знаменует собой новый этап и решительный качественный перелом в дальнейшем развитии индустриального домостроения.

Метод каталога стал средством для удовлетворения не только материальных, но и духовных, эстетических потребностей населения в красивой и удобной городской среде.

Работа по созданию и внедрению Единого каталога, проведенная под непосредственным руководством Московского городского комитета партии, вносит фундаментальный вклад в коренное преобразование и развитие заводского полносборного домостроения, являющегося генеральным направлением в решении задач, поставленных XXVI съездом КПСС и последующими Пленумами ЦК КПСС.

2. СИСТЕМА ТИПИЗАЦИИ В УНИФИЦИРОВАННОМ КАРКАСЕ

Подход к системе типизации. Типизация в строительном проектировании — это комплексная деятельность, направленная на установление параметров, структуры, взаимодействия и других существ-

венных характеристик строительных элементов и их составных частей, предназначенных для массового производства и строительства, а также способов и методов возведения зданий и сооружений.

Главной задачей типизации при разработке Единого каталога было создание основы для эффективного развития индустриализации строительства и заводского производства при оптимальном удовлетворении градостроительных, архитектурно-планировочных, функциональных, эксплуатационных, технических, технологических, экономических, эстетических и других требований на основе широкой и всесторонней унификации.

Основной принцип типизации состоит во взаимной независимости предметов типизации (параметров, изделий, узлов соединения), при которой изменение любого из них в рамках установленных правил не влечет за собой изменения других предметов типизации.

Один из важнейших критериев целесообразности типизации и унификации при проектировании — многократность повторения предмета типизации при обеспечении вариативности объемно-планировочных решений зданий и сооружений.

В типовых решениях учитывались возможности модернизации или замены без особых затруднений строительных элементов и оборудования, а также автоматизации процессов проектирования и строительного производства.

В процессе подготовки к типизации общественных зданий в Москве были выявлены: объекты типизации (классы зданий и сооружений); необходимые параметры для учета в инженерно-технических системах; функциональные и планировочные схемы, отвечающие принятым конструктивным системам; архитектурно-планировочные и градостроительные требования к объектам на основе типизированных деталей и конструкций; конструктивные решения и эксплуатационные параметры; материально-техническая база строительства, включающая производство, транспортирование и монтаж строительных элементов; нормативная база типизации и перспективы ее совершенствования.

Типизация в проектировании была завершена разработкой типовых строительных элементов, конструкций и узлов их соединений; типовой методики формирования зданий и сооружений; типовых методов инженерно-технических и экономических расчетов; типовых методов оформления проектной документации.

Система типизации, принятая при разработке унифицированного каркаса, основывалась на указанных выше принципах при обеспечении возможности открытой типизации и отвечала следующим основным положениям: типизация и унификация изделий, а не зданий; любое изделие и конструктивный узел системы каталога могут применяться в любом здании; соблюдение принципа взаимозаменяемости изделий; общность и взаимосвязь конструктивных систем, возможность отдельного и совместного их применения в одном типе зданий и в различных типах зданий; единая система модульной координации размеров и конструктивных параметров;

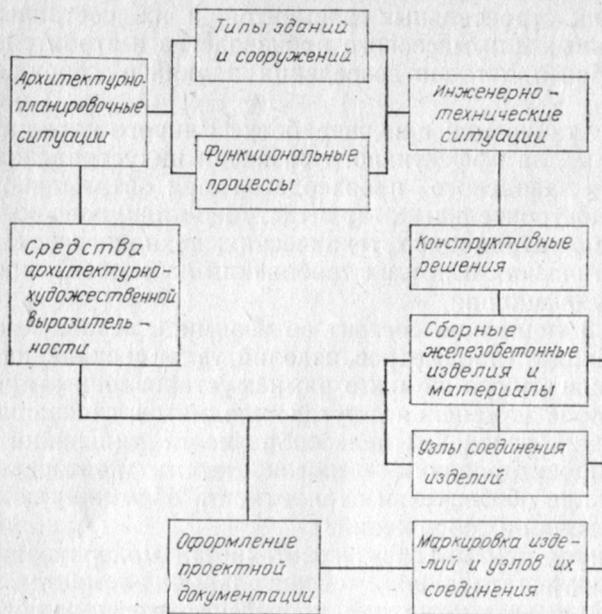


Рис. 1.1. Последовательность проведения унификации

единство правил привязки изделий и конструкций к модульным осям зданий; единство правил определения конструктивных размеров изделий; вариантность систематизированных унифицированных рядов однотипных изделий, всех конструктивных элементов зданий; единство правил разрезки конструктивных элементов зданий на сборные изделия; принцип многовариантности архитектурно-планировочных и конструктивных ситуаций; принцип единства унифицированных конструкций узлов соединения и стыков сборных изделий в одной и различных конструктивных схемах; системный принцип названий и маркировки изделий; принцип индивидуализации изделий, определяющих внешний облик здания.

Типизация при создании унифицированного сборного железобетонного каркаса проводилась по уровням типизации сверху вниз (рис. 1.1): от более общих элементов типизации или целевых установок к более конкретным или частным; от типов зданий и сооружений к функциональным процессам и от них к архитектурно-планировочным ситуациям и объемно-пластичным средствам архитектурно-художественной выразительности и инженерно-техническим системам, удовлетворяющим общим элементам типизации; далее к типам сборных железобетонных изделий и конструкций, узлам сопряжения сборных железобетонных элементов. Завершающий этап — маркировка изделий и разработка унифицированных способов и средств оформления проектной документации.

В каждом элементе типизации устанавливались ограничения с целью достижения максимального числа сборных железобетонных изделий как конечного итога типизации. При этом производилась

проверка взаимного влияния ограничений одного из элементов типизации на все прочие элементы.

Кроме того, учитывались и повторяемость того или иного элемента типизации, и его влияние как на итоговое число типоразмеров и марок промышленных элементов, так и на их тиражность.

Социально-экономические и градостроительные задачи, определенные Генеральным планом развития Москвы, позволили установить, что создаваемая система промышленных сборных железобетонных каркасных конструкций должна обеспечить строительство широкой номенклатуры зданий, необходимой для комплексной застройки города — лечебных, торговых, административных, лабораторных и учебных корпусов, производственных зданий с высотой этажа 3,3 м; зданий конструкторских бюро, научно-исследовательских институтов, лабораторных корпусов, крупных торговых предприятий, промышленных предприятий с высотой этажа 3,6; 4,2 и 6 м; жилых домов для ответственных в градостроительном отношении участков города с высотой этажа 3 м; первых этажей в панельных и каркасно-панельных домах для размещения предприятий обслуживания населения с высотой этажа 4,2 м и т. д. Разнообразные функционально-технологические требования к объемно-планировочным решениям этих зданий, необходимость гибкой планировки и широкой градации высот, наличие в объектах больших свободных пространств, обеспечивающих решение функционально-технологических вопросов, исключали возможность использования здесь крупнопанельных конструкций и требовали создания системы каркасных конструкций, отвечающих принципам и методам каталога.

Типизация архитектурно-функциональной организации зданий, охватываемых типовой каркасной системой, основывалась на оптимизации функционально-технологических связей для всей номенклатуры зданий данной системы, обеспечении компактности объемов, гибкости планировочной структуры. Основным методом решения проблемы было экспериментальное проектирование группы разнохарактерных объектов с последующим методом экспертных оценок принятых решений. В группу таких объектов входили Институт хирургии им. А. В. Вишневского, жилые и административные здания на проспекте Калинина, здание СЭВ, производственно-лабораторный корпус 2-го часового завода и ряд других.

Основным фактором в решении вопросов внутренней организации здания является выбор модульных рядов для заданных планировочных ситуаций с определением приоритета для тех или иных модулей.

При определении планировочных ситуаций для всей номенклатуры зданий, охватываемых системой каркасных конструкций, и при учете возможных градостроительных требований было установлено, что развитая система унифицированного каркаса должна обеспечивать кроме прямоугольных планов зданий образование различных по размерам выступов и западов на принятой модульной сетке, а также возможность поворота осей здания (рис. 1.2).

лудуля 300 мм, который дает следующие высоты этажей: 2400, 3000, 3300, 3600, 4200, 4800, 6000 мм.

Редко используемые в практике строительства общественных зданий высоты этажей 2700, 3900, 4500, 5100 и 5400 мм исключены из модульного ряда.

При формировании системы конструкций рассматривалась возможность применения укрупненного планового модуля 15М с модульным рядом 1500, 3000, 4500, 6000, 7500, 9000 мм, имеющим 6 членов ряда по сравнению с 12 членами ряда в направлении ригелей при модуле 6М и семью членами ряда в направлении панелей перекрытий. На основе выявленной зависимости числа типовых изделий от числа членов модульного ряда было установлено, что во втором случае происходит увеличение номенклатуры сборных промышленных изделий в 2,9 раза (за счет настилов перекрытий, ригелей, диафрагм жесткости, лестниц и наружных ограждений).

Указанные соображения привели на первом этапе освоения унифицированного каркаса к появлению в последующем исключенного из системы модульного размера 4500 мм, использованного, в частности, в жилых и административных зданиях на проспекте Калинина. Однако на основе зависимости роста вариационных возможностей системы при использовании модуля 6М было установлено, что во втором случае количество планировочных ситуаций увеличивается по отношению к первому более чем в 9 раз, т. е. приблизительно можно говорить о том, что один типоразмер увеличивает вариационные возможности системы не на единицу, а в 3 раза. Кроме того, значительную группу зданий не удовлетворял модуль 15М, приводящий в ряде случаев к ухудшению их функциональных качеств или снижению технико-экономических показателей. Таким образом, на основе аналитических исследований, технико-экономических сопоставлений и практики проектирования было показано преимущество модуля 6М для номенклатуры объектов, охватываемых унифицированным каркасом. В последующем целесообразность этой модульной системы была подтверждена включением в серию ИИ-04 с модулем 15М размера 6600 мм. Однако в указанном случае заметного увеличения вариационных возможностей системы не произошло, так как размер 6600 мм не соответствует принятому модульному ряду — фактически сформирован модульный ряд на основе модуля 3М со значительным числом исключенных членов ряда.

Особую задачу при формировании плана здания представляет **рациональный выбор ячеек каркаса**. Благодаря широкому набору пролетов ригелей и настилов перекрытий эта задача решается вариантно.

Критериями, определяющими целесообразность использования тех или иных ячеек, являются в первую очередь функционально-технологические соображения, так как в конечном итоге назначение здания — обеспечить оптимальное функционирование размещаемых в нем служб. Так, в частности, для зданий гости-

ничного типа шаг колонн определяется структурой жилой ячейки, имеющей оптимальные размеры по ширине 3,3 м (шаг колонн 6,6 м) или 3,6 м (шаг колонн 7,2 м) и глубину 5,4 или 6 м. Для зданий производственного назначения, имеющих зальные помещения, продольный шаг колонн определяется оптимальной расстановкой технологического оборудования, например в гаражах 7,2; 7,8 м и т. д.

Как показали исследования, оптимальной по расходу материалов (стали и бетона) является модульная ячейка каркаса, близкая к 6×6 м.

Вместе с тем важным моментом формирования плана здания являются градостроительные условия, например план участка, наличие окружающих строений, требования к пластичности объема и др.

Разнообразие застройки и самих зданий характеризуется совокупностью архитектурно-планировочных, типологических, функциональных и конструктивных факторов, в состав которых входят: рациональный состав квартир по числу комнат и их процентному соотношению в жилых домах и функционально обоснованный набор и вместимость помещений в зданиях культурно-бытового назначения, отвечающих требованиям демографии населения города и назначению зданий; различная ориентация зданий по сторонам света — универсальная, широтная, меридиональная, удовлетворяющая нормативным требованиям инсоляции помещений; различное функциональное назначение зданий культурно-бытового назначения и жилых домов — обычные, шумозащитные, общежития и назначение первых этажей — жилые, нежилые, смешанные и др.; различная пластика домов — уступы, выступы, ризолиты, лоджии и др.

Таким образом, решение архитектурно-художественных и градостроительных, равно как и функциональных, задач ведется в полной взаимоувязке с инженерно-техническими соображениями, из которых первейшими являются обеспечение прочности и устойчивости здания оптимальным путем, сокращение в одном объеме числа разнохарактерных решений, приводящих к росту числа марок изделий на одном объекте; уменьшение числа изделий, имеющих разную массу, и вынужденных нетиповых решений. Как было сказано, задача поиска архитектурно-выразительного, функционально-грамотного и инженерно-оптимального решения является задачей комплексной, решаемой в творческом содружестве представителей всех специальностей проектировщиков.

Привязка конструктивных элементов к модульным разбивочным осям принималась с учетом возможного использования строительных изделий одних и тех же типоразмеров в качестве средних и крайних однородных элементов. При этом элементы, приобретающие (вне зависимости от совпадения геометрических размеров) специфические характеристики при их расположении у крайних осей, не учитывались.

В системе унифицированного каркаса привязка конструктив-

ных элементов к модульным осям здания выполняется следующим образом. Оси внутренних и внешних (фасадных) колонн, ригелей каркаса и оси диафрагм жесткости совмещаются с модульными осями здания (рис. 1.3). При необходимости установки спаренных колонн, например в случаях устройства вертикальных деформационных швов, минимальное расстояние между их осями принимается равным основному модулю, т. е. 600 мм.

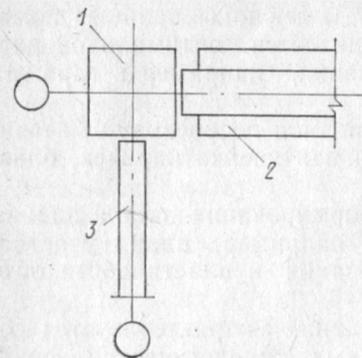


Рис. 1.3. Привязка элементов каркаса — колонны, стены жесткости и ригеля к осям здания
1 — колонна; 2 — ригель; 3 — стена жесткости

Генеральной привязкой внешних граней панелей наружных стен к разбивочным модульным осям принят размер 740 мм (рис. 1.4, а). Благодаря такой привязке между внешней гранью колонн и внутренней гранью панелей наружных ограждений образуется зазор в 200 мм, позволяющий размещать вертикальные инженерные коммуникации между колонной и панелью ограждения, а также осуществлять горизонтальные разводки инженерных сетей без огибания колонн.

Возможной привязкой внешней грани панелей наружных ограждений, обеспечивающей скрытие колонн в наружных стенах, является размер 140 мм (рис. 1.4, б). Настилы перекрытия и ригели, расположенные вдоль фасада, привязываются внешней гранью к модульной оси с размером 485 мм, обеспечивающим опирание панелей наружных ограждений на глубину 85 мм. Внутренние грани панелей перекрытий привязываются к модульной оси с генеральным размером, равным основному модулю 600 мм (рис. 1.5, а). Привязка настилов перекрытий к внутренним осям осуществляется на базе модуля 600 или полу-модуля 300 мм (рис. 1.5, б).

Выбор сечений элементов и типа узлов каркаса. При «разрезке» каркаса на конструктивные элементы учитывались следующие основные соображения:

минимальное число типоразмеров и марок однотипных элементов и минимальное их влияние (в сторону возрастания) на число марок элементов других групп;

простота и универсальность узлов сопряжения конструктивных элементов;

наиболее благоприятные условия работы как конструктивных элементов, обеспечивающие конечные высокие технико-экономические показатели системы в целом, так и отдельных элементов;

эстетические, эксплуатационные и другие соображения, отвечающие принципам индустриализации строительства и его экономической эффективности;

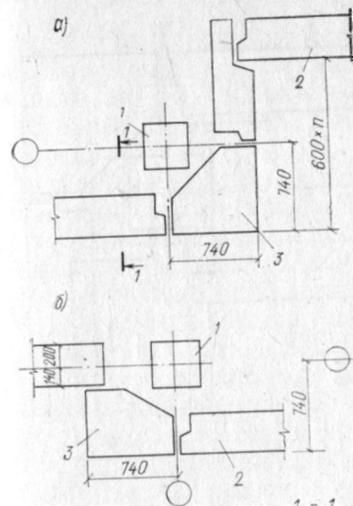
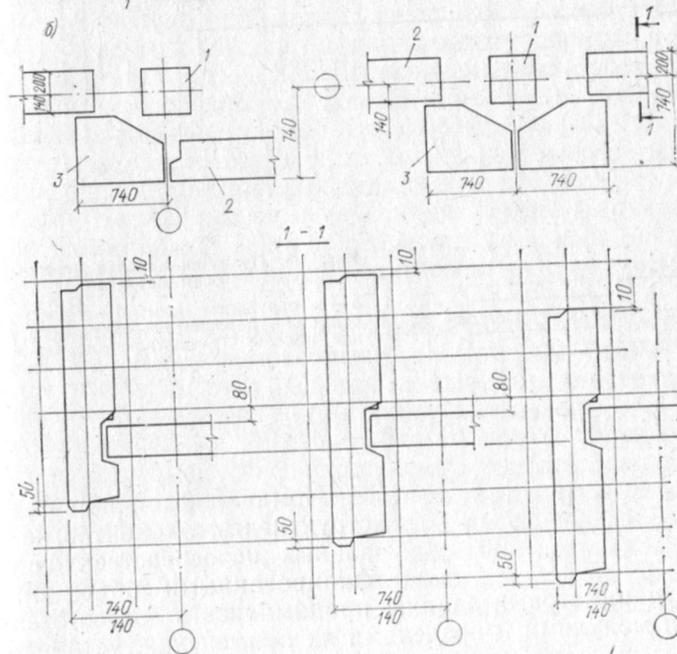


Рис. 1.4. Привязка панелей наружных стен к осям здания
а — вариант с колонной, выступающей внутрь помещения; б — вариант со скрытой колонной; 1 — колонна; 2 — наружная ленточная панель; 3 — угловой стеновой элемент



простота заводского изготовления конструктивных элементов, транспортировки, складирования и монтажа; имеющееся подъемно-транспортное оборудование и перспективы его развития.

В соответствии с этими положениями был принят за основу узел сопряжения основных элементов конструкции — ригеля и колонны со «скрытой консолью», обеспечивающей восприятие незаключительного, заранее фиксированного и одинакового для всех узлов (легкого или тяжелого) каркаса опорного момента (см. рис. 3.11).

Основными элементами каркаса в соответствии с принятой системой разрезки конструкций являются колонны, ригели, диафрагмы жесткости, плиты перекрытий, элементы фундаментов, лестничные марши, наружные ограждающие конструкции, каждая из которых имеют различные модификации, определяемые условиями, в которых используется изделие.

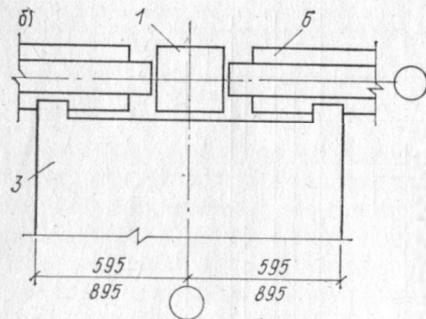
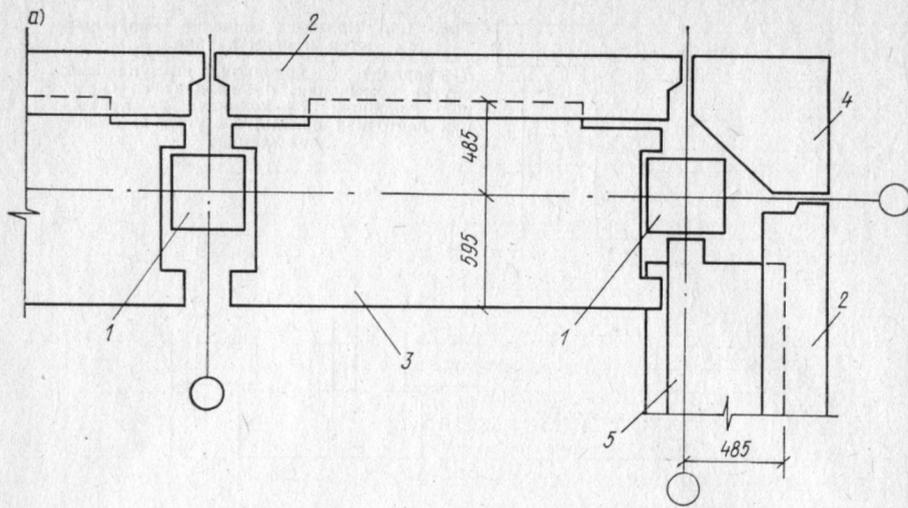


Рис. 1.5. Привязка панелей перекрытий к осям каркаса

a — к наружным осям; *б* — к внутренним осям; 1 — колонна; 2 — наружная стеновая панель; 3 — настил-распорка; 4 — угловой стеновой элемент; 5 — ригель-распорка; 6 — ригель

Номинальные размеры конструктивных элементов, не связанных непосредственно с унифицированными объемно-планировочными параметрами зданий, принимались в соответствии с производными модулями и пределами их применения, установленными СНиП.

К таким размерам относятся сечения колонн, ригелей, толщины перекрытий, диафрагм жесткости, элементов наружных ограждений и другие размеры, определяемые в результате статических расчетов конструкций или исходя из теплотехнических и акустических требований.

Номинальные размеры конструктивных элементов, непосредственно связанные с объемно-планировочными параметрами здания, и, в частности, длина колонн, ригелей, панелей перекрытий, наружных стеновых панелей, назначены в соответствии с унифицированными объемно-планировочными параметрами (размеры поперечных и продольных шагов зданий), а также с учетом конструктивных интервалов и принятого членения конструкций¹.

¹ Конструктивный интервал равен номинальному размеру разделяющего элемента. Номинальный размер разделяющего элемента (например, ширина верхней части ригеля при консольном опирании ригелей на колонны и т. д.) принят кратным 2М или 3М, производным от основного модуля $M=10$ см.

Толщина однослойных керамзитобетонных наружных стен на основании расчетов по оптимальному сопротивлению теплопередаче принята 340 мм (принятая толщина не соответствует ряду унифицированных толщин 200, 250, 300, 350 и 400 мм, установленному впоследствии).

Номинальные высоты колонн и диафрагм жесткости отвечают установленной высоте этажа. Номинальная ширина основных панелей перекрытий выбрана кратной 3М, т. е. 300 мм.

Номинальная высота и ширина оконных проемов в четвертях, а также ленточного остекления назначена в соответствии с ГОСТ 11214—78 и кратна 300 мм. Номинальная ширина рядовых простенков принята кратной 3М. Ширина угловых простенков определена с учетом особенностей конструкции узла сопряжения стен.

Номинальная высота дверных проемов для внутренних стен (в диафрагмах жесткости) и для балконных дверей жилых домов 2200 мм, ширина дверных проемов 1200 и 900 мм.

Подъем лестничных ступеней принят 150 мм, ширина проступи—300 мм. Номинальная ширина лестничных маршей 1050 и 1350 мм; ширина лестничных площадок соответствует конструктивной ширине марша.

Конструктивные размеры изделий приняты равными соответствующим объемно-планировочным параметрам зданий или номинальным размерам этих изделий за вычетом конструктивного интервала и установленного нормированного зазора.

Унифицированные нагрузки. Все элементы сборных железобетонных конструкций унифицированного каркаса запроектированы с учетом унифицированных расчетных параметров. Эти расчетные параметры определены номинальной несущей способностью, характеризующей унифицированную расчетную нагрузку, и фактической проектной несущей способностью, близкой к номинальной и определяемой размерами сечения изделия, сортаментом арматурной стали, маркой и видом бетона.

Унифицированные нагрузки установлены в виде округленных значений унифицированных вертикальных равномерно распределенных расчетных нагрузок на панели перекрытий и ригели (без учета собственного веса рассматриваемых конструкций); унифицированных нормативных нагрузок, соответствующих унифицированным расчетным нагрузкам; частей унифицированных нормативных нагрузок, учитываемых при расчете конструкций как длительно действующие; частей расчетных и нормативной унифицированных нагрузок, учитываемых при расчете конструкций как временные.

Унифицированные нагрузки установлены дифференцированно на панели перекрытий и ригели. При этом на основе технико-экономических обоснований из рекомендованного СНиП ряда нагрузок для расчета унифицированного каркаса отобраны 6; 12,5 и 16 кН/м².

Унифицированные нагрузки на ригели 7,2; 11; 14,5 и 21,5 кН приняты в соответствии с требованиями СН 382-67 «Указания по применению унифицированных нагрузок при проектировании типо-

Продолжение табл. 1.2

Тяжелый каркас		Ребристые панели высотой 400 мм		Многопустотные панели высотой 400 мм														
		Пролет панелей перекрытия в осях колонн, м																
		Унифицированная расчетная нагрузка на перекрытие, кН/м ²																
		Расчетная нагрузка от собственного веса панели, кН/м ²																
		Суммарная расчетная нагрузка на перекрытие, кН/м																
		Действующая расчетная нагрузка на ригель, кН/м																
пролет ригеля в осях колонн, м	высота ригеля, мм	унифицированная расчетная нагрузка на ригель, кН/м	19,8	30,8	16,7	20,2	22,5	33,5	19	22,5								
		119*	185	150*	182	135	200	200	171	202								
6	600	110 145	++	+	+	+	+	+	+	+								
											9	215 110	++	+	+	++	+	+

— 28 —

* Увеличение действующих расчетных нагрузок на ригели по сравнению с унифицированными может быть допущено в соответствии с п. 3.8 главы СНиП II-6-74.

Примечание. Знаком «+» обозначены ячейки, которые могут быть в системе конструкций.

вых железобетонных конструкций для сборных перекрытий и покрытий зданий».

Полученные в результате принятой системы типизации и унификации нагрузок конструктивные ячейки перекрытий приведены в табл. 1.2.

Тяжелый каркас разработан исходя из принципа полного сочетания со всеми конструктивными элементами легкого каркаса, т.е. предусмотрена возможность включения в здания из легкого каркаса элементов тяжелого каркаса и, наоборот, в плане (в направлении ригелей и настилов) и по высоте.

Принципы сочетания легкого и тяжелого каркаса проиллюстрированы в главах 2 и 3.

Маркировка изделий. Индустриальные сборные железобетонные и керамзитобетонные изделия маркируются по смешанной буквенно-цифровой системе, характеризующей параметры типа-размера, детальные (рабочие) параметры и марку изделия. Понятия «типоразмер» и «марка» имеют главным образом методологическое значение.

Типоразмер определяет характеристику основных параметров изделий: конструктивный элемент здания, например панель перекрытия или панель наружной стены; строительный материал — бетон, железобетон и т.д.; основные габариты (предельные) — длина, ширина, высота (толщина); пространственную геометрию (правое, левое изделие).

Марка определяет детальную (рабочую) характеристику параметров изделия: несущую способность, в том числе марку бетона, армирование, конструкцию армирования, закладные детали, подъемные устройства, технологические скосы, отверстия, проемы, канальные прокладки и др.

Буквенная часть маркировки может состоять из одной, двух, трех и реже из четырех, пяти букв, обозначающих наименование части здания или элемента и характеристику типа изделия, т.е. параметры типоразмера.

Цифровая часть маркировки указывает размеры, а в отдельных случаях функциональные параметры изделий или условный порядковый номер, а также номинальную несущую способность.

Кроме того, маркировка может содержать дополнительные буквенные индексы, характеризующие частные различия (например, индекс «т», характеризующий колонны с усиленной консолью) или различие параметров изделий (например, индекс «л» — левая, «п» — правая, обозначающий «зеркальные» изделия).

В общем виде маркировка изделий состоит из двух частей: первой — буквенного обозначения изделия и второй — цифровой, дополняемой буквенными индексами.

В маркировке колонн буквами обозначены: КР — колонна рядовая, КТ — колонна торцовая, КФ — колонна фасадная, КЛА — колонны лоджий с длинными консолями для опирания балконных плит, КВР, КВФ, КВТ — колонны верхнего этажа.

Цифрами обозначены: для двухэтажных колонн — удвоенная

Таблица 1.3. Параметры, назначение и маркировка колонн легкого каркаса

Основное назначение	Рядовые				Фасадные				Верхние				Лоджий	
	для внутренних осей зданий				для фасадных осей зданий				для верхних этажей		для опирания балок и ферм		с консолями для укладки панелей балконов	
	КР		ЭКР		КФ		ЭКФ		КВР	КВФ	КВ2	КВ1	КЛА	ЭКЛ
Буквенная часть марки	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Одноэтажные	Одноэтажные	Одноэтажные
Этажность	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Одноэтажные	Одноэтажные	Одноэтажные
Ступени расчетных нагрузок	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	3	3	6 7 9
Высота этажа, м	2,4	3	2,4	3	2,4	3	2,4	3	2,4	3	2,4	3	2,4	3
	3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3
	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8
7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2
Расчетные нагрузки на консоли в типовых альюмам ДС, кН	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
	360	360	360	360	360	360	360	360	360	360	360	360	360	360
Закладные детали основные	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Закладные детали специализированные	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

высота этажа в дециметрах и ступень несущей способности, для одноэтажных колонн — высота этажа в дециметрах и ступень несущей способности. Например: КФ-24-2 — колонна фасадная одноэтажная для высоты этажа 2,4 м, ступень несущей способности — 2; КР-72-6 — колонна рядовая двухэтажная для высоты этажа 3,6 м, ступень несущей способности — 6.

Наличие в колоннах дополнительных закладных деталей для крепления диафрагм жесткости, опирания ригелей по граням, не имеющих консолей, промежуточных площадок лестниц, наружных стеновых панелей в углах здания отражается в маркировке дополнительными буквами — с, сс, п, л, у.

Каждому индексу соответствует только один тип закладной детали. Комбинация закладных деталей обозначается комбинацией соответствующих дополнительных букв. Например, КРССП-60-3 — колонна рядовая с дополнительными закладными деталями типа СС и П; КФПЛУ-60-3 — колонна фасадная с дополнительными закладными деталями типа П, Л, У.

Консоль для опирания ригелей рассчитана на 360 кН. При опорных реакциях ригелей до 500 кН применяются колонны с усиленными консолями. Колонна с усиленной консолью имеет в конце маркировки индекс «т». Например, колонна КР-60-6 с усиленной консолью маркируется КР-60-6т.

Консоли для опирания конструкций лоджий и балконов предусмотрены одного опалубочного типа с основным и облегченным армированием (для ступени несущей способности — 2), отражаемым в буквенной маркировке. Например, колонна марки КЛА — основное армирование, ЭКЛА — облегченное армирование.

Параметры, назначение и маркировка колонн легкого каркаса приведены в табл. 1.3.

К буквенной маркировке колонн тяжелого каркаса добавляются буквы «Б» — для рядовых и «Г» — для фасадных колонн (табл. 1.4).

В маркировке ригелей буквами обозначены:

РА — ригели коридорные таврового сечения уменьшенной высоты под расчетную унифицированную нагрузку 72 кН/м для пролетов 1,8; 2,4; 3; 3,6 м;

Р — ригели рядовые таврового сечения под расчетную унифицированную нагрузку 72 кН/м для пролетов от 1,8 до 9 м и под расчетную унифицированную нагрузку 110 кН/м для пролетов от 3 до 9 м;

РР — ригели-распорки для наружных осей здания под расчетную унифицированную нагрузку 52 кН/м для пролетов от 1,8 до 6,6 м и под расчетную унифицированную нагрузку 72 кН/м для пролетов от 1,8 до 9 м;

РЛ — ригели лестничные, односторонние для пролетов 3; 6; 6,6; 7,2 м под расчетную унифицированную нагрузку 72 кН/м.

Цифрами обозначены пролет в дециметрах и ступень несущей способности, например РР-56-15 — ригель-распорка длиной 56 дм под расчетную нагрузку (с учетом собственного веса) ≈ 15 кН/м.

Таблица 1.4. Параметры, назначение и маркировка колонн тяжелого каркаса

Основное назначение	Рядовые				Фасадные				Верхние				
	для внутренних осей зданий				для фасадных осей зданий				для верхних этажей				
	КБР		ЭКБР		КГФ		ЭКГФ		КВБР	КГВФ	Одноэтажные	Одноэтажные	
Буквенная часть марки	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	КВБР	КГВФ	Одноэтажные	Одноэтажные
Этажность	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	Двухэтажные	Одноэтажные	КВБР	КГВФ	Одноэтажные	Одноэтажные
Ступени расчетных нагрузок	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2	3, 3,6, 4,2, 4,8, 6, 7,2
Высота этажа, м	1,80	2,40	3,00	3,60	1,80	2,40	3,00	3,60	1,80	2,40	3,00	3,60	1,80
Расчетные нагрузки на консоли в типовых углах по альбомам ДС, кН	300	300	150	150	300	300	150	150	300	300	150	150	300
Закладные детали основные	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
Закладные детали специализированные	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

Параметры, назначенные и маркировка ригелей приведены в табл. 1.5 и 1.6.

В маркировке диафрагм жесткости буквами обозначены: ВЖ, НЖ — беспроемные, бесконсольные; ВЖК, НЖК — беспроемные, одноконсольные; ВЖГК, НЖГК — беспроемные, двухконсольные. Буква В означает для верхних этажей, буква Н — для нижних.

Цифрами обозначены округленная длина диафрагмы (первая группа цифр) и высота этажа в дециметрах. Например, ВЖГК-32-33 — беспроемная, двухконсольная диафрагма жесткости для верхнего этажа, длиной 3170 мм для высоты этажа 3,3 м.

Диафрагмы с дверным проемом имеют индекс «Д». Индексы АНБ означают ширину дверного проема 1210 мм, В и Г — 910 мм. Элементы стен с индексом «Л» обозначают наличие закладных деталей или консолей для крепления лестничных маршей.

Параметры, назначение и маркировка диафрагм жесткости приведены в табл. 1.7.

В маркировке элементов перекрытий буквами обозначены: НВ — пустотные настилы; НРФ — пустотные распорки фасадные; НРВ — пустотные распорки внутренние; НРФЛ — сплошные распорки фасадные лестничные; НРД — распорки сплошные доборные; НРС — распорки сантехнические корытные; НРК — ...А, НРК — ...Б — распорки керамзитобетонные сплошные с заводскими отверстиями.

Цифрами обозначены длина и ширина изделия в дециметрах. Например, НРФ-40-11 — распорка фасадная для пролета 4,2 м шириной 1100 мм под расчетную унифицированную нагрузку 6 кН/м².

Элементы перекрытий под расчетную унифицированную нагрузку 12,5 кН/м² имеют в конце маркировки индекс «т» (например, НРФ-40-11т).

Параметры, назначение и маркировка элементов перекрытий легкого и тяжелого каркасов приведены в табл. 1.8 и 1.9.

В маркировке балконных плит буквами обозначены: ПБ — плита балконная рядовая; ПБУ — плита балконная угловая; ПБП — плита балконная рядовая с отверстием для пожарной лестницы.

Цифрами обозначены длина и ширина плиты в дециметрах.

Для всех лестничных маршей применяется единая буквенная маркировка — ЛМ. Цифрами последовательно обозначается высота этажа (для двухмаршевой лестницы), заложение лестницы (пролет по длине) и ширина лестничного марша. Например, ЛМ-33-60-13 — лестничный марш для высоты этажа 3,3 м в пролете 6 м с шириной марша 1350 мм.

В маркировке панелей наружных стен буквами обозначены: МФ — панели ленточные рядовые; МПФ — панели ленточные рядовые без вырезов для перекрытий; МФУ — блоки угловые; МП — простенки рядовые; МПУ — простенки угловые с одним плоским облицованным торцом; МС — уголковые панели типа «сапог» с одним облицованным торцом для торцовых стен в западах и уступах

Таблица 1.5. Параметры, назначение и маркировка ригелей легкого каркаса

Назначение	Коридорный	Рядовой		Фасадный	Лестничный (с одной полкой)
		РА	Р		
Буквенная часть марки	РА	Р	РФ	РЛ	
Высота ригеля, мм	300	450	600	900	600
Пролеты в осях колонн, м	1,8 2,4 3 3,6	1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,2; 4,8; 5,4; 6; 6,6	7,2 7,8 8,4 9	12	1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,2; 4,8; 5,4; 6; 6,6; 7,2; 7,8; 9
Унифицированная расчетная нагрузка, кН/м	72	72	110	72	72
Предельные опорные расчетные изгибающие моменты M_{max} при $N_{оп} = 0$, кН·м	-25	-50	-10	-50	-50
	в узлах опирания ригелей на железобетонные консоли колонн	в узлах опирания ригелей на стальные консоли, приваренные к закладным деталям колонн типа II			
Продольные расчетные растягивающие усилия в уровне верха ригелей N_{max} при $M_{оп} = 0$ кН	100	200			200
	в узлах опирания ригелей на железобетонные консоли колонн	в узлах опирания ригелей на стальные консоли, приваренные к закладным деталям колонн типа III			

Таблица 1.6. Параметры, назначение и маркировка ригелей тяжелого каркаса

Назначение		Коридорный		Рядовой		
Буквенная часть марки	РГА	РГА	РГА	РГ	РГ	
Высота ригеля, мм	600	600	900	900	900	
Пролеты в осях колонн, м	3; 6	3	6	9	12	
Унифицированная расчетная нагрузка, кН/м	145; 215	215	145	215	145	
A*	М _{расч} оп	max min	+170 -170	+100 -100	+170 -170	+100 -100
	М _{норм} оп	max min	+200 -200	+120 -120	+200 -200	+120 -120
B**	М _{расч} оп	max min	+170 -170	+100 -100	+170 -170	+100 -100
	М _{норм} оп	max min	+200 -200	+120 -120	+200 -200	+120 -120
A*	М _{расч} оп	max	300	200	300	200
	B**					

* В узлах опирания ригелей на железобетонные консоли колонн.

** В узлах опирания ригелей на стальные консоли, приваренные к закладным деталям колонн типа П.

Примечание. Фасадные ригели РГФ высотой 920 мм для пролетов в осях колонн 3, 6, 9 м рассчитаны на унифицированную нагрузку 145 кН/м.

Таблица 1.7. Параметры, назначение и маркировка диафрагм жесткости

Тип каркаса	Легкий и тяжелый каркас			Легкий каркас			Тяжелый каркас		
	бесконсольные			одноконсольные			двухконсольные		
Основное назначение	Легкий и тяжелый каркас			Легкий каркас			Тяжелый каркас		
	Для нижних этажей	Для верхних этажей	Для опирания промежуточных площадок лестниц	Для нижних этажей	Для верхних этажей	Для опирания промежуточных площадок лестниц	Для нижних этажей	Для верхних этажей	Для опирания промежуточных площадок лестниц
Наличие дверных проемов	НЖ	ВЖ	ЛЖ	НЖК	ВЖК	ЛЖК	НЖКЛ	ВЖК	ЛЖКЛ
Высота этажа, м	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Без проемов (не обозначается в маркировке)	2,4	+	+	+	+	+	+	+	+
	3	+	+	+	+	+	+	+	+
	3,3	+	+	+	+	+	+	+	+
	3,6	+	+	+	+	+	+	+	+
С проемом по центру — «Б», «Г—Д»	4,2	+	+	+	+	+	+	+	+
	4,2	+	+	+	+	+	+	+	+
	4,8	+	+	+	+	+	+	+	+
Со смещенным проемом — «Д»	3	+	+	+	+	+	+	+	+
	3,3	+	+	+	+	+	+	+	+
С проемом у колонны («флажок») — «Ф»	3,6	+	+	+	+	+	+	+	+
	3,3	+	+	+	+	+	+	+	+
	3,6	+	+	+	+	+	+	+	+
	4,2	+	+	+	+	+	+	+	+
4,8	+	+	+	+	+	+	+	+	

Т а б л и ц а 1.8. Параметры, назначение и маркировка панелей перекрытия легкого каркаса

Основное назначение	Рядовые		Распорки				Балконные				
	НВ		внутренние	фасадные	сан-тех-нические	Доборные	фасадные лестничные	на выступах и западах	угловые		
	1,2	1,8								НВ	НРВ
Буквенная часть марки											
Номинальная ширина, м											
Пролеты в осях ригелей, м	3	—	3	—	3	3	3	—	—	—	—
	4,2	—	4,2	—	4,2	4,2	4,2	2,4	—	—	—
	5,4	—	5,4	—	5,4	5,4	5,4	3	—	—	4,2
	6	6	6	6	6	6	6	4,8	—	—	4,8
	6,6	—	6,6	—	6,6	6,6	6,6	5,4	—	—	5,4
7,2	—	7,2	—	7,2	7,2	7,2	6	—	—	6	6,6
6,12,5	16	6,12,5	16	6,12,5	12,5	12,5	—	—	—	—	4,5
Унифицированная расчетная нагрузка (без собственного веса панели), кН/м ²											
Расчетная нагрузка на фасадное ребро, кН/м	по изгибающему моменту										
	по поперечной силе										
Продольное горизонтальное усилие на всю панель, кН	—										
	100										
200											
100											
200											
200											

Т а б л и ц а 1.9. Параметры, назначение и маркировка панелей перекрытия тяжелого каркаса

Основное назначение	Рядовые				Ребристые				Многопустотные			
	внутренние		фасадные		внутренние		доборные		внутренние		фасадные	
	ПР	ПРВ	ПРФ	ПРД	ПМ	ПМВ	ПМФ	ПМФ	Рядовые	Распорки	Распорки	Распорки
Буквенная часть марки												
Номинальная ширина, м												
Пролеты в осях ригелей, м	6	9	6	9	6	9	6	9	6	9	6	9
	12,5	16	12,5	16	12,5	16	12,5	16	12,5	16	12,5	16
Унифицированная расчетная нагрузка (без собственного веса панели), кН/м ²	16	27	16	27	16	27	16	27	16	27	16	27
	12,5	16	12,5	16	12,5	16	12,5	16	12,5	16	12,5	16
Расчетная нагрузка на фасадное ребро, кН/м	—											
	14											
Продольное горизонтальное усилие на всю панель, кН	—											
	300											
200												
50												
10												
20												
20												
118												
20												
10												
200												
50												
10												
200												

фасадов; МУ — панели ленточные для внутренних углов стен с привязками 740 мм к осям колонн. У панелей с индексом «т» типовые торцы располагаются справа, а торцы с вырезами — слева при взгляде изнутри здания.

Панели с индексом «н» зеркальны панелям с индексом «т». ПР, ПРУ — парапетные плиты; МПД — подоконные вставки.

В маркировке ленточных панелей первые две цифры — длина панели в дециметрах, вторые две цифры — высота панели в дециметрах; цифры в знаменателе 6, 9, 12 обозначают округленный размер свеса панели от уровня перекрытия в дециметрах.

В маркировке угловых блоков цифра 7 — симметричный блок размером 735×735 мм, цифра 6 — несимметричный блок размером в плане 595×735 мм, вторые две цифры — высота блока в дециметрах, цифры в знаменателе 6, 9, 12 приняты по аналогии с ленточными панелями. У блоков МФУ-6 с индексом «т» торец размером 735 мм располагается слева при взгляде изнутри здания. Блоки с индексом «н» зеркальны блокам с индексом «т». В маркировке панелей вертикальной полосовой разрезки: МВ — панели основные рядовые; МВУ — панели основные угловые с плоским облицованным торцом. У панели с индексом «т» облицованные торцы располагаются слева при взгляде изнутри здания.

Таблица 1.10. Схема образования номенклатуры

Ленточные рядовые													Рядовые													
<i>b</i>	<i>h</i>	<i>l</i> , дм											<i>b</i>	<i>l</i> , дм												
дм		18	24	30	36	42	48	54	60	66	72	78	84	90	дм	6	7	9	10	12	15	19	25	31	57	45
12	6	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	15	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
15	6	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	18	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
18	6	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	21	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
18	9	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	24	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
18	12	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	27	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
21	9	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+												
30	6	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+												

Панели «н» зеркальны панелям «т». МВГ — панели основные для уступов фасадов; МВФ — панели основные межоконные; МВН — панели нижние рядовые; МВНУ — панели нижние угловые с одним облицованным торцом.

Числами обозначены длина и высота панели в дециметрах.

В панелях МВН и МВНУ последние две цифры обозначают высоту этажа.

В маркировке панелей наружных стен для нулевых циклов: НЦ — панели наружных стен цокольные, Н — ... — Н — надцокольные. Цифрами обозначены: первое двузначное число после букв — длина, второе число — высота панели в дециметрах.

Буквы после дефиса характеризуют марку изделия: В — панель с продухом (отверстием для вентиляции подполья), Н — панель с нишей для ввода инженерных коммуникаций (теплотрасс, коллекторов и т. п.), П — панель с оконным проемом, Д — панель с дверным проемом, Б — панель для внутреннего угла, У — панель для внешнего угла; п (л) — правое (левое) исполнение.

Схемы образования номенклатур и маркировка панелей наружных стен представлены в табл. 1.10 и 1.11.

Обобщенный пример компоновки плана здания с иллюстрацией привязки изделия к модульным осям приведен на рис. 1.6.

панелей наружных стен горизонтальной полосовой разрезки

Простенки угловые					Блоки угловые					Ленточные для уступов фасадов									
<i>b</i>	<i>l</i> , дм				<i>b</i>	<i>h</i>	симметричные			не симметричные		<i>b</i>	<i>h</i>	<i>l</i> , мм					
дм	9	12	15		дм		<i>b</i>	<i>h</i>			дм		14	20	26	36	56		
15	+	+	—		12	6	+	21	12	+	—	—	12	6	—	+	+	—	+
18	+	+	—		15	6	+	24	12	+	—	—	15	6	—	+	+	—	+
21	+	+	—		18	6	+	30	12	+	—	—	18	6	—	+	+	—	+
24	+	+	—		18	9	+	33	12	+	—	—	18	9	—	+	+	—	+
27	+	+	—		18	9	+	36	12	+	—	—	18	9	—	+	+	—	+
					18	12	+	42	12	+	—	—	18	12	—	+	+	—	+
					21	9	+	48	12	+	—	—	21	9	—	+	+	—	+
									12	+	—	—	21	12	—	+	+	—	+
									6	+	—	—	33	6	+	—	—	—	—

Таблица 1.11. Схема образования номенклатуры панелей наружных стен вертикальной полосовой разрезки

Рядовые	Угловые с одним облицовочным торцом	Межоконные, подоконные, надоконные	Для уступов фасадов	Основные на этаж и парягетные				Основные на этаж					
				В, ДМ	Л, ДМ	Н	Л, ДМ	В, ДМ	Л, ДМ	Н	Л, ДМ		
33	33	12	33	9	12	15	12	18	24	30	11	17	+++
36	36	15	36	12	15	18	15	18	24	30	11	17	+++
42	42	18	42	15	18	21	18	21	24	30	11	17	+++
48	48	21	48	18	21	24*	21	24	27*	30	11	17	+++
13*	13*	27*	13*	27*	30	33	30	33	36	39	11	17	+++

* Для парягетных панелей.

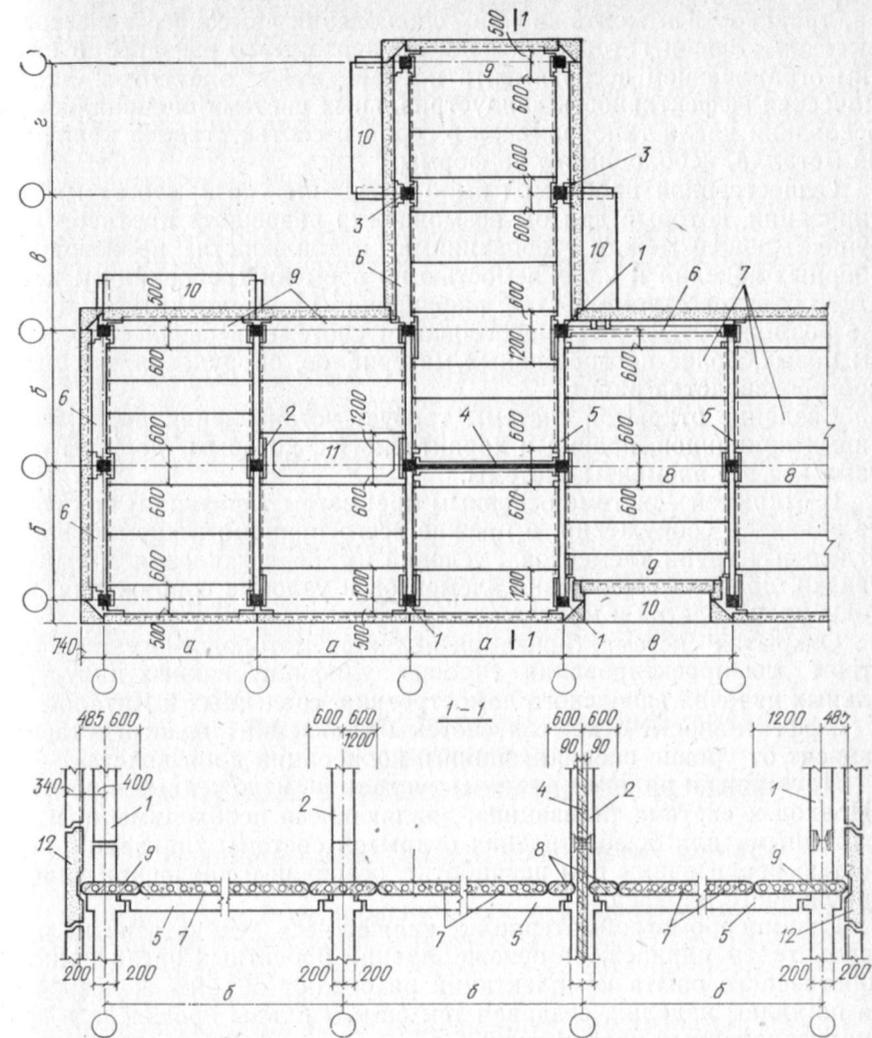


Рис. 1.6. Обобщенный пример компоновки плана здания с иллюстрацией привязки изделий к модульным осям

1 — колонна фасадная КФ; 2 — колонна внутренняя рядовая КР; 3 — колонна с длинной консолью КЛА; 4 — диафрагма жесткости Ж; 5 — ригель рядовой Р; 6 — ригель-распорка; 7 — настил перекрытия НВ; 8 — настил-распорка внутренняя НРВ и НРД; 9 — настил-распорка фасадная НРФ; 10 — плита балкона ПБ; 11 — настил-распорка сантехническая НРС; 12 — наружная стеновая панель МФ
 Основные размеры: а — 3000, 4200, 5400, 6000, 6600, 7200; б — 1800, 2400, 3000, 3600, 4200, 4800, 5400, 6000, 6600, 7200, 7800, 8400, 9000, 12000 (только для внутренних осей); в — 6000, 6600; г — 4200, 4800, 6000, 6600

3. ОТКРЫТАЯ ТИПИЗАЦИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗДАНИЙ ИЗ УНИФИЦИРОВАННОГО КАРКАСА

До разработки и освоения унифицированного каркаса существовало мнение, что типизация и механизация методов производст-

ии, транспорта и монтажа при соблюдении высокого качества и высокой степени готовности изделий неразрывно связаны со строгим ограничением ассортимента производимых элементов. Экономическая эффективность «индустриальных систем» оценивалась на основании числа типоразмеров в серии и соответственно количества металла, необходимого на формы.

Существенной проблемой было создание «открытого» метода типизации, который дал бы возможность разрешить противоречие, существующее между требованиями стабильности производства сборных изделий и изменчивостью во времени требований к качеству объектов строительства, расширения их номенклатуры, а также возможность совершенствования системы в связи с введением новых, более прогрессивных материалов, оборудования и методов производства работ.

Создание открытой системы требует установления ряда устойчивых принципов, правил и характеристик, которым должны подчиняться все элементы системы.

В открытой системе основным предметом типизации являются не здания и сооружения, а прежде всего принципы формирования отдельных групп элементов, условий их сопоставления и взаимовязки, правила соединения элементов и узловые сопряжения, методы производства и монтажа.

Открытая система типизации является методологическим средством для проектирования типовых унифицированных индустриальных изделий заводского домостроения, сведенных в Каталог.

Эффективность открытой системы типизации непосредственно зависит от уровня специализации и кооперации производств.

Принципы и правила системы типизации, изложенные в разделе «Подход к системе типизации», являющиеся необходимыми и достаточными для осуществления открытой системы типизации, полностью реализованы при разработке, освоении и внедрении унифицированного каркаса.

Главмоспромстройматериалы, являющиеся единственным производителем каркаса, на основе заданий проектных организаций и собственного опыта комплектации разбивают объемы железобетона по видам изделий, создавая тем самым планы производств специализированных предприятий.

Производство изделий узкоспециализировано, что обеспечивает высокую производительность предприятий и высокое качество продукции. В частности, колонны и ригели легкого каркаса производятся ЗЖБИ № 11, тяжелого — ЗЖБИ № 18, стены жесткости — ЗЖБИ № 6, перекрытия — ЗЖБИ № 5, 6 и 8, шахты лифтов — ЗЖБИ № 23, наружные стены — Бескудниковским комбинатом. Специализация производства требует четкой комплектации изделий по объектам строительства.

Система проектирования объектов основана на разработанных каталогах изделий, информации о состоянии освоения новых изделий каталога и правилах формирования объектов. Отработанные правила проектирования применяются всеми организациями

ГлавАПУ и организациями министерств и ведомств, ведущих проектирование для Москвы.

Характерно, что в течение десятой и одиннадцатой пятилеток сохраняется определенная стабильность в распределении объемов по видам изделий. Более того, такая же стабильность сохраняется и по маркам изделий. Это обстоятельство, являющееся функцией качества системы, выдерживается автоматически, не требует специальной подгонки при проектировании (или балансирования), обеспечивает стабильность производства, что является исключительно важным для планирования, подготовки и организации производства.

Постоянное совершенствование технологии и организации производства (предпосылки этому создает узкая специализация) позволило добиться высоких экономических показателей (в настоящее время 30 % изделий аттестовано по высшей категории качества) и планирования поставок на объекты строительства. Ряд изделий поступает на объекты строительства практически прямо с конвейера.

Создание подобной уникальной системы открыло значительные возможности совершенствования конструктивных решений, ее поэтапного развития, создало предпосылки для внедрения новых методов и способов производства работ, а также внедрения ЭВМ во все этапы строительного процесса, начиная с планирования.

Глава 2. ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ОСНОВЕ УНИФИЦИРОВАННОГО КАРКАСА

1. ПРИНЦИПЫ РАЦИОНАЛЬНОЙ КОМПОНОВКИ КАРКАСА

Основами для формирования конструктивной схемы здания являются архитектурно-планировочное решение и функциональное назначение здания, которые в свою очередь формируются с учетом системы конструкций.

Компоновка здания на основе унифицированного каркаса определяется каким-либо заранее заданным набором схем, регламентирующих объемно-планировочное решение здания. Общие компоновочные схемы конструкций разрабатываются применительно к каждому конкретному объекту с соблюдением правил и принципов, установленных в системе.

Как уже отмечалось, в основу унифицированного каркаса положена связевая статическая схема.

Принципы образования связевых систем жесткости. В связевых каркасах горизонтальные нагрузки, действующие на здание, воспринимаются вертикальными связевыми диафрагмами, передающими эти нагрузки на фундамент. Общая устойчивость здания обеспечивается совместной работой горизонтальных дисков пере-

крытий и вертикальных диафрагм жесткости как при изгибных, так и при изгибно-крутильных формах потери устойчивости.

Это определяет необходимость устройства как минимум трех плоских диафрагм жесткости с горизонтальными осями, не пересекающимися в одной точке, т. е. в каждом температурном блоке здания необходимы две диафрагмы одного направления и одна диафрагма, нормальная двум первым. Замкнутое, обладающее крутильной жесткостью, ядро является оптимальным решением связевой системы. Вертикальные диафрагмы жесткости в зданиях, как правило, размещают с таким расчетом, чтобы общий центр изгиба диафрагм жесткости совпал с общим центром масс здания и с точкой приложения равнодействующих горизонтальных ветровых нагрузок обоих направлений.

Для увеличения жесткости связевых систем рекомендуется объединять плоские диафрагмы жесткости в пространственные. Получаемые таким образом ядра жесткости могут быть как сборными, так и монолитными (подробнее см. гл. 3, п. 4).

Оптимальным решением при проектировании каркасов связевой системы является пространственная компоновка связей в виде связевого ядра (рис. 2.1, а). Если по архитектурно-планировочным соображениям такая компоновка связей невозможна, связевые диафрагмы могут быть выполнены плоскими (рис. 2.1, б) при обязательном условии проектирования их сквозными на всю ширину здания. Благодаря высокой жесткости таких систем расстояние между связевыми стенками может быть увеличено до 48 м, что обеспечивает необходимую гибкость планировки (особенно ценную в общественных зданиях).

Проектирование связевых систем в виде отдельных, разбросанных в плане здания стенок нецелесообразно и может быть допущено только в каркасных зданиях относительно небольшой высоты — до 16 этажей. Недостатком первых каркасных зданий, например домов серии МГ-601Д, является именно неудачная компоновка связевой системы, принятой в виде отдельных узких стенок, обладающих малой изгибной жесткостью (рис. 2.2). Это привело к необходимости выполнения большого числа связевых диафрагм, расположенных с шагом всего 12 м, что сделало конструкцию каркаса трудоемкой и неэкономичной по расходу материалов. Если бы отдельные связевые диафрагмы были объединены в общую связевую систему с шириной, равной ширине здания, расстояние между связевыми стенками можно было бы увеличить с 12 до 30 м, получив при этом более высокую жесткость здания.

При устройстве проемов в плоскости связей в среднем модуле здания рекомендуется выполнять диафрагму жесткости с перемычкой, обеспечивающей совместную работу отдельных связевых стенок как единого элемента, т. е. рассчитанной на восприятие сдвигающих усилий.

Систему пилонов следует распределять равномерно по плану здания. Из трех возможных схем размещения поперечных плоских пилонов в здании с протяженным планом лучшей является схема,

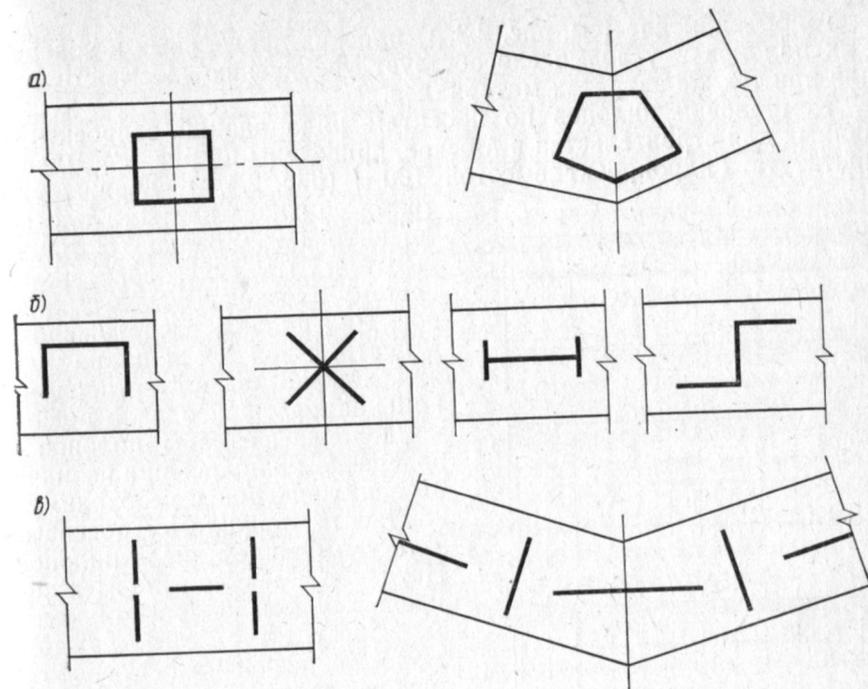


Рис. 2.1. Примеры формирования диафрагм жесткости
а — замкнутых профилей; б — открытых; в — плоских

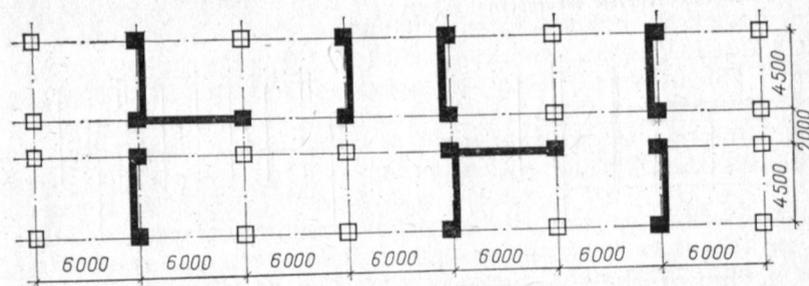


Рис. 2.2. Пример неудачного решения связевого каркаса в 16-этажном жилом доме серии МГ-601Д

изображенная на рис. 2.3, а. Схема, приведенная на рис. 2.3, б, уступает ей в обеспечении прочности дисков перекрытия. Отрыв нижней (по рисунку) части перекрытий от верхней может вызвать необходимость усиления дисков. Схема, показанная на рис. 2.3, в, отличается от двух других тенденцией к увеличенному перекосу конструкций в пролетах между пилонами. Два продольных пилона (см. рис. 2.3, б, в) тоже расположены менее удачно, чем на рис. 2.3, а, из-за значительного расстояния до торцов здания, что требует усиления привязки дисков перекрытий к пилонам. Кроме

этого, объединение (см. рис. 2.3, а) плоских продольных и поперечных пилонов в угловые способствует увеличению жесткости здания при тех же затратах материалов.

Компоновки пилонов по проектам ряда зданий, запроектированных для строительства в Москве, приведены на рис. 2.4. Здание института Гидропроект высотой 100 м (рис. 2.4, а) удерживается тремя сильно развитыми плоскими пилонами. Здание гостиницы высотой 75 м (рис. 2.4, б) имеет систему плоских и угловых пилонов. Два пилона, расположенные в центральной части плана здания, хорошо развиты в продольном направлении, однако при его компоновке размеры пилонов в поперечном направлении назначены заниженными и необходимую жесткость пришлось обеспечивать увеличением числа пилонов. Неудачно и размещение всех пилонов в одном продольном модуле, в результате чего намного возросла интенсивность работы дисков перекрытий, вытянутых в поперечном направлении.

На рис. 2.4, в изображен план здания торгового представи-

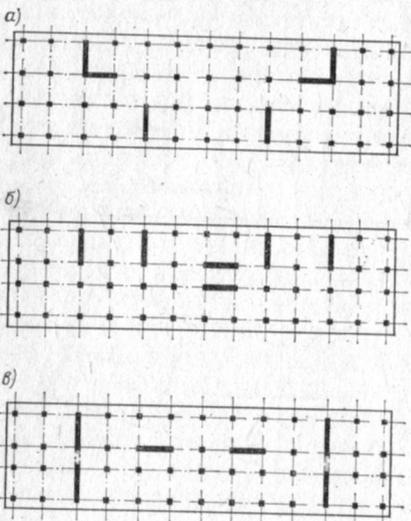


Рис. 2.3. К выбору рациональной компоновки связевых систем жесткости

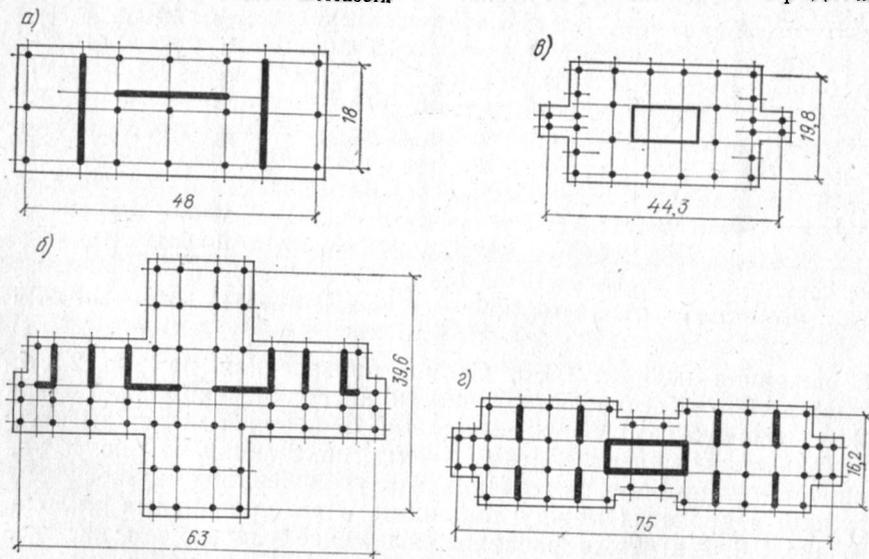


Рис. 2.4. Примеры компоновки связевых систем в проектах ряда зданий, построенных в Москве

тельства высотой 90 м с одним пилоном, решенным в виде ядра жесткости. При небольших размерах плана такая компоновка удачна. 18-этажное административное здание (рис. 2.4, г) тоже имеет ядро жесткости. Однако в связи со значительной протяженностью плана для обеспечения прочности дисков перекрытий потребовалось устройство плоских пилонов, расположенных вблизи торцов здания. Наличие еще четырех плоских пилонов в центральной части плана, расположенных достаточно близко от ядра и неэффективно используемых (так как их жесткость значительно меньше жесткости ядра), является примером неудачной, неэкономичной компоновки связевой системы.

Диафрагмы, входящие в общую систему жесткости здания, рекомендуются принимать одной высоты с сохранением основных геометрических размеров поперечных сечений по всей высоте. Перебивка диафрагм по этажам не рекомендуется.

Изменение поперечных сечений во всех диафрагмах целесообразно производить по возможности в одинаковых уровнях, сохраняя положение вертикальных осей, соединяющих центры тяжести и центры изгиба сечений. При несоблюдении этих рекомендаций в системе жесткости здания возрастают внутренние усилия.

Следует избегать возникновения растягивающих усилий в нижних частях диафрагм по высоте.

Расположение диафрагм в торцах здания создает значительные трудности при монтаже наружных стеновых панелей, поэтому при проектировании избегают подобных решений.

Допускается не доводить на один-два этажа диафрагмы жесткости до покрытия.

При конструировании диафрагм из сборных элементов рекомендуется не перебивать вертикальные швы между элементами; не устраивать в пролете между двумя колоннами более одного дверного проема; дверные проемы, регулярно расположенные по высоте, должны по возможности размещаться один над другим; в уровнях горизонтальных стыков элементы диафрагм должны быть закреплены от перемещений из их плоскости.

Приведенные рекомендации, выработанные практикой проектирования, не являются обязательными, однако если они не соблюдаются, возникают конструктивные осложнения: при устройстве более одного дверного проема в пролете между колоннами осложняется работа конструкций диафрагмы на внецентренное сжатие и сдвигающие усилия; при несовпадении дверных проемов по высоте осложняется работа простенков на внецентренное сжатие и работа перемычек над проемами на сдвигающие усилия и изгиб. В этих случаях общая несущая способность диафрагм соответственно уменьшается.

Система диафрагм и архитектурно-функциональное решение здания должны быть максимально взаимосвязаны.

В целях уменьшения перекосов и депланаций перекрытий необходимо по возможности увеличивать длину панелей перекрытия, примыкающих к связям.

Размеры поперечных сечений диафрагм жесткости, не имеющих развитых фибр, следует назначать не менее $1/6—1/8$ высоты надземной части здания. При развитых фибрах они могут быть уменьшены до $1/10$ высоты. Однако это ведет к избыточному расходу материала в диафрагмах.

В зданиях с протяженным планом расстояние между параллельными поперечными диафрагмами следует принимать не более 30 м, расстояние от торца здания до крайнего пилона — не более 12 м.

Рамная схема с упругопластическими узлами. Тяжелый каркас проектируется по рамно-связевой схеме. При современном состоянии методов расчета рамных схем с упругопластическими приспособляющимися узлами рекомендуется применять такие узлы лишь в зданиях с простым объемным решением. Эти здания должны, как правило, иметь прямоугольный план, регулярную сетку колонн и единую высоту. Каркас в таких зданиях поперечный с ориентацией ригелей в направлении короткой стороны плана.

В перспективе по мере разработки методов расчета и конструирования рам с приспособляющимися узлами должны выявиться возможности проектирования зданий сложной объемной композиции с полной рамной или смешанной схемой.

При использовании в зданиях с тяжелым каркасом рам должна применяться смешанная конструктивная схема: рамная — в направлении основных ригелей перекрытий (рамы первого вида), связевая — в направлении, перпендикулярном ригелям. Рамная схема в направлении, перпендикулярном основным ригелям перекрытий (рамы второго вида), из-за повышенной металлоемкости и трудоемкости по сравнению с диафрагмами жесткости может применяться только в вынужденных случаях, когда устройство диафрагм жесткости невозможно.

Рамы первого вида в основном образуются колоннами и ригелями тяжелого каркаса. Верхние ригели многоэтажных рам, нагруженные нагрузками от покрытий, и поддерживающие их колонны могут приниматься из изделий легкого каркаса. Ригели всегда опираются на железобетонные консоли колонн.

Торцовые рамы образуются аналогично рядовым, но с использованием фасадных ригелей.

Рамы первого вида следует образовывать регулярно по всем рядам колонн, используя все ригели основного направления.

Рамы второго вида образуются теми же колоннами, что и рамы первого вида, и ригелями тяжелого каркаса, опирающимися на стальные столики, привариваемые к закладным деталям колонн. Устройство этих рам по фасадным осям не рекомендуется; их следует располагать по внутренним осям здания.

Стальные столики, привариваемые к колоннам, предназначены для опирания ригелей с вертикальными нагрузками — не более 50 % расчетных нагрузок на железобетонные консоли колонн, поэтому ригели продольных рам могут использоваться для опирания панелей перекрытий с неполными нагрузками.

Деформационные швы. С учетом развития температурно-усадочных деформаций здания проектируют в виде одного или нескольких температурных блоков, разделяемых температурными швами. Каждый блок рассматривается как отдельное сооружение со своей системой диафрагм жесткости.

В соответствии с п. 1.23 главы СНиП II-21-75, расстояния между температурными швами определяют расчетом. Однако, как показала практика проектирования каркасных зданий, при расчетах конструкций выявляются значительные температурные усилия в нижних дисках перекрытий, которые должны возникать в процессе монтажа. В то же время опыт строительства зданий значительной протяженности без температурных швов показывает, что в них не наблюдается разрывов монтажных соединительных деталей в нижних дисках перекрытий в зимний период, трещин в отдельных ригелях и плитах перекрытий или других повреждений конструкций. Накопленный опыт позволяет рекомендовать проектирование отапливаемых зданий с унифицированным сборным железобетонным каркасом длиной до 150—200 м без температурных швов, устройство которых значительно усложняет конструкцию, ухудшает эксплуатационные качества здания. При этом необходимо исключить возможность резких ослаблений дисков перекрытий и обеспечить приблизительную равнопрочность сечений дисков на растяжение и изгиб.

Сложные в плане здания с резкими ослаблениями дисков перекрытий следует расчленять температурными швами. В этих случаях рекомендуется упрощенная конструкция температурных швов на совмещенных осях (рис. 2.5).

Температурные швы между увеличенными блоками, имеющими размеры в плане более 150 м, следует выполнять между спаренными рядами колонн.

Для того чтобы уменьшить влияние температурных деформаций на усилия в дисках перекрытий и диафрагмах жесткости, последние размещают на оптимальных расстояниях от центра здания.

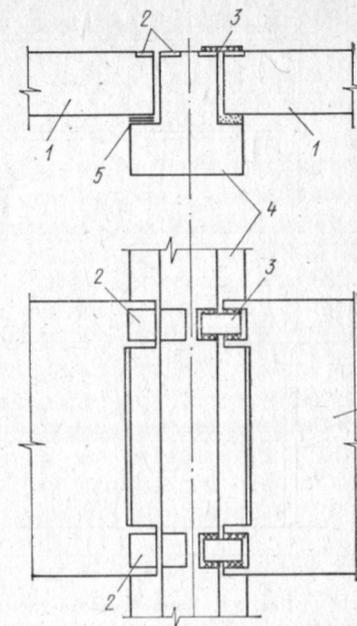


Рис. 2.5. Решение температурного шва упрощенной конструкции на совмещенной оси

1 — настил перекрытия; 2 — закладные детали; 3 — монтажные накладки, приваренные к закладным деталям ригеля и настила; 4 — типовой ригель; 5 — подвижной шов на металлических листах с графитовой посыпкой (по всей длине шва верхние закладные детали не стыкуются)

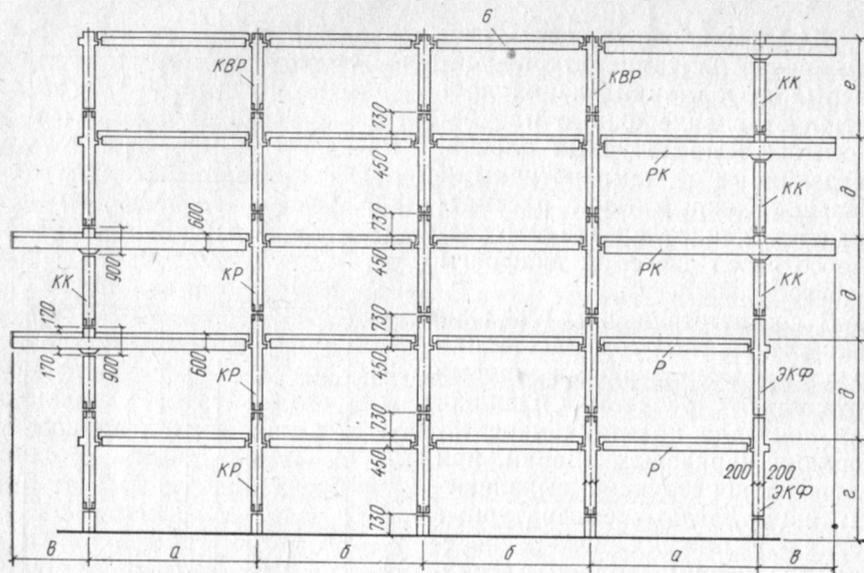


Рис. 2.6. Компоновочная схема легкого каркаса с консольными свесами
 Размеры: а — 6000, 9000; б — 1800—9000 через 600; в — 1550, 2150, 2750; г — 2400, 3000, 3300, 3600, 4200, 4800, 6000, 7200; д — 3000, 3300, 3600, 4200, 4800, 6000; е — 3300, 3600, 4200, 6000

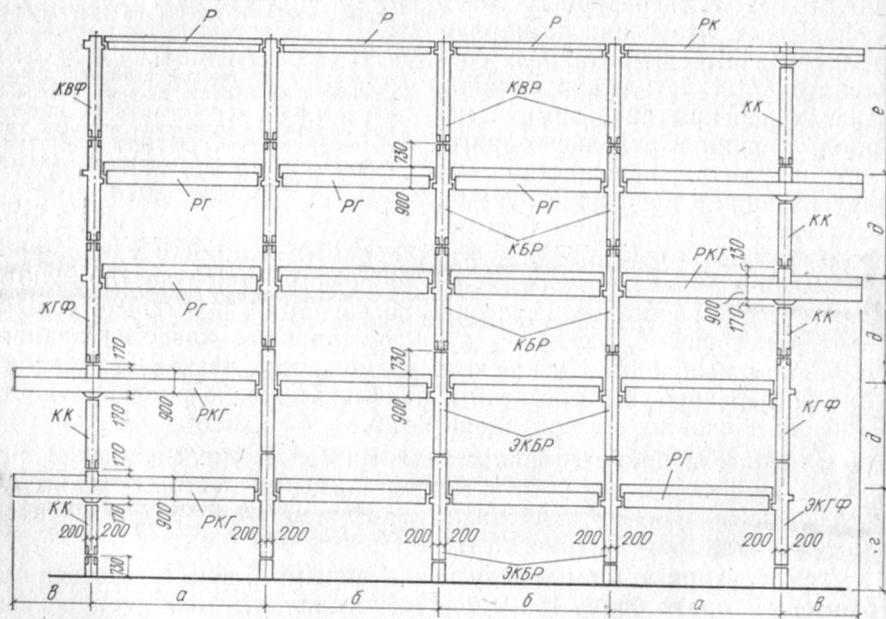


Рис. 2.7. Компоновочная схема тяжелого каркаса с консольными свесами
 Размеры: а — 6000, 9000; б — 3000, 6000, 9000, 12000; в — 2750; г — 3300, 3600, 4200, 4800, 6000, 6600; д — 3000, 3300, 3600, 4200, 4800, 6000; е — 2400, 3000, 3300, 3600, 4200

В зданиях со связевым каркасом осадочные швы обычно не требуются, поскольку опорные закрепления ригелей и панелей перекрытий допускают их повороты при относительных разностях осадок соседних рядов колонн в пределах, разрешенных нормами (п. 2 табл. 18 главы СНиП II-15-74).

В сопряжениях различных объемов зданий с расчетной относительной разницей осадок соседних рядов колонн, превышающей 0,006, рекомендуется устройство «осадочных пролетов» с независимыми фундаментами сопрягающихся объемов и свободным опиранием ригелей и панелей перекрытий. В этих пролетах размещение пилонов и диафрагм жесткости не допускается. Все стены, перегородки и другие конструкции в «осадочных пролетах» должны быть запроектированы с учетом расчетной разницы осадок.

Устройство консольных свесов. В ряде случаев по архитектурно-планировочным требованиям возникает необходимость устройства в каркасных зданиях консольных свесов, что представляет достаточно сложную инженерную задачу. Для этих целей в номенклатуре унифицированного каркаса предусмотрены соответствующие изделия.

Узлы сопряжений консольных ригелей и колонн жесткие (рис. 2.6 и 2.7).

Консольные свесы применяются только в связевых каркасах, где их устройство не вызывает значительных дополнительных усилий на рамы каркаса и существенно не усложняет конструкцию каркаса в целом.

Устройство консольных свесов в рамных каркасах не рекомендуется. Вследствие высокой жесткости узлов консольного каркаса, многократно превышающей жесткость упругопластичных приспособляющихся рамных узлов, возникает существенное и трудноопределимое перераспределение изгибающих моментов в рамах каркаса, имеющих различную жесткость. Методы расчета таких систем в настоящее время не разработаны.

Возможности образования консольных свесов перекрытий отражены в табл. 2.1.

Нарушения рациональной компоновки каркасных зданий. Рассмотрение практики многоэтажного строительства показывает, что вопросам рациональной компоновки в каркасах зачастую не уделяется достаточного внимания. Можно наблюдать высокую разнотипность ячеек и относительно большое разнообразие шагов, т. е. недостаточное соблюдение принципа модульности, препятствующее стандартизации элементов каркаса; значительные отклонения от оптимального по экономической целесообразности шага конструкций, приводившие к увеличению расхода стали и к усложнению конструктивных форм элементов каркаса; недостаточно четкую компоновку по вертикали, выражающуюся в смещении осей колонн по вертикали, т. е. в устройстве так называемых «подвесных» колонн (рис. 2.8), что также приводит к неоправданному увеличению расхода стали.

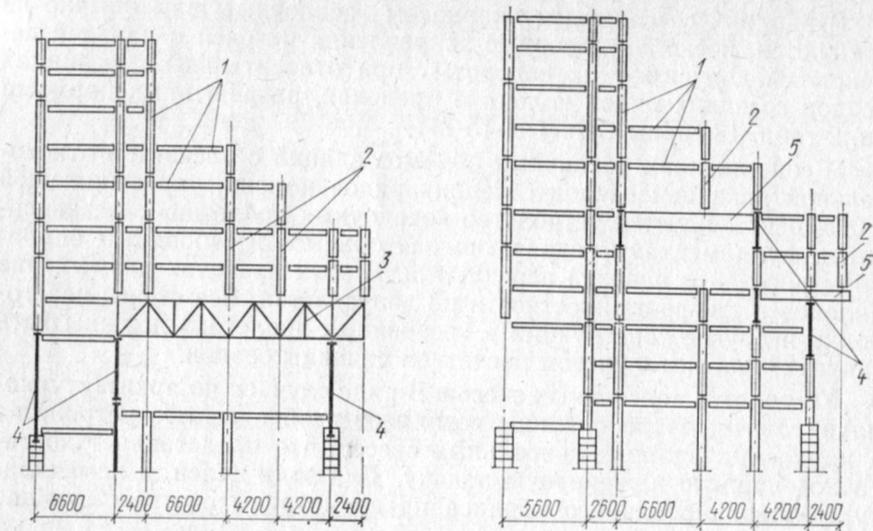


Рис. 2.8. Пример неудачной компоновки с устройством «подвесных» колонн
 1 — элементы сборного железобетонного каркаса; 2 — «подвесная» колонна; 3 — стальная ферма; 4 — стальные колонны; 5 — стальная балка

Таблица 2.1. Величины консольных свесов при различных пролетах ригелей

Параметры	Легкий каркас	Тяжелый каркас
Пролетная часть консольного ригеля l_0 , м	6; 9	6; 9
Консольный свес (от фасадной оси до внутренней грани панели ограждения) l_0 , м	1,6 2,2 2,8	— — 2,8
Высоты этажей, м:		
нижний (под консольным свесом)	3,3; 3,6; 4,2; 4,8; 6	3,6; 4,2; 4,8; 6
рядовой (с консольным свесом)	3; 3,3; 3,6; 4,2; 4,8; 6	3,6; 4,2; 4,8; 6
верхний (над консольным свесом)	2,4; 3; 3,6; 4,2	3; 3,6; 4,2
Расчетная нагрузка на ригель:		
унифицированная по всей длине (без собственного веса), кН/м	90	180
сосредоточенная на консоль от наружной стены, кН	120	120

2. ПРИМЕРЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ НА ОСНОВЕ УНИФИЦИРОВАННОГО КАРКАСА

Возможности системы унифицированного каркаса в формировании объемно-планировочных решений многоэтажных зданий различного назначения, а также реализацию рассмотренных выше



Рис. 2.9. Жилые дома на Марксистской ул.

принципов компоновки каркаса можно проследить на примерах построенных зданий.

Жилые дома. В центральной части Москвы на Марксистской ул. построен крупный комплекс 16-этажных жилых домов с применением унифицированного каркаса (рис. 2.9). Жилой комплекс имеет сложную в плане конфигурацию, включающую угловые левые и правые секции.

В первых этажах домов размещены встроенно-пристроенные магазины, кафе, предприятия обслуживания. Над магазинами предусмотрен технический этаж, позволяющий собрать воедино все инженерные системы (отопление, водоснабжение, канализация).

Каркас здания запроектирован в виде поперечных рам с шагом 6 и 6,6 м (основные шаги) и дополнительными шагами в торцах 4,2 и 3 м. Для поперечного направления приняты шаги 1,8; 3,2; 3,6; 4,2; 5,4; 6; 6,6 м, позволившие создать необходимый по демографическим требованиям набор квартир и выразительный силуэт дома. Диафрагмы жесткости образованы сборными ограждениями лестничных клеток (пространственные диафрагмы жесткости) и межквартирными стенами на ширину дома (плоские диафрагмы жесткости).

Перекрытия, наружные ограждения, элементы внутреннего обустройства, лестницы и др. — типовые, сборные железобетонные. Жилые дома имеют высокие технико-экономические показатели благодаря рациональному решению архитектурных и инженерно-технических задач.

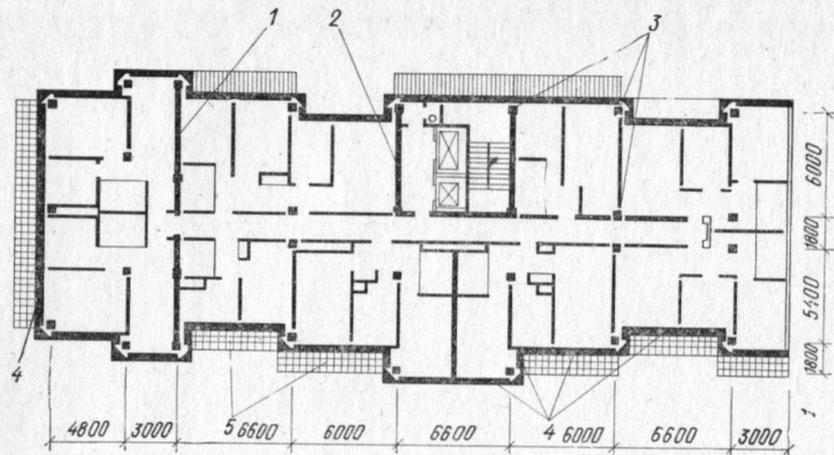


Рис. 2.10. План типового этажа жилого дома на Бутырской ул.
1 — плоская система диафрагм жесткости; 2 — пространственная система сборных диафрагм жесткости; 3 — колонны; 4 — керамзитобетонные панели наружных стен; 5 — лоджии

Комплекс, состоящий из трех 17-этажных жилых домов со встроенно-пристроенными магазинами и предприятиями обслуживания, возведен на Бутырской улице. В первых этажах размещены различные предприятия обслуживания населения.

Применение каркасной системы позволило предусмотреть планировку этажей с самыми разнообразными типами удобных и комфортабельных квартир (рис. 2.10).

Конструктивная схема дома — поперечный связевой каркас. Диафрагмы жесткости, расположенные в соответствии с планировочной структурой дома, ограничивают лестнично-лифтовой узел и секцию. Продольный шаг колонн — 6, поперечный — 6,6 м; наружные колонны с консолью 1,9 м для устройства лоджий.

В 1980 г. в Хорошево-Мневниках закончено строительство одноквартирного экспериментального 25-этажного дома с центральным унифицированным монолитным ядром жесткости (рис. 2.11), имеющим размер в плане 9×9 м и выполненным в скользящей опалубке за 34 дня. В монолитном стволе размещены лифты и инженерные коммуникации — мусоропроводы, вентиляционные блоки, система дымоудаления и др. Все изделия сборные заводского изготовления.

Экономия стали составила 15 %, снижение суммарной трудоемкости конструкций — 10 % по сравнению с аналогичными показателями каркасно-панельных домов со сборными железобетонными диафрагмами жесткости.

При возведении ядра жесткости из монолитного железобетона использованы индустриальные методы, вследствие чего трудоемкость была такой же, как в полносборном строительстве (3,6 чел.-дня на 1 м^2 приведенной площади), а стоимость 1 м^2 приведенной площади (196 руб.) равнялась соответствующей стоимости крупнопанельного жилого дома.

Вся обстройка здания решена из изделий унифицированного каркаса, при этом в целях повышения уровня индустриальности и эффективности монтажных работ произведено укрупнение элементов перекрытий приведением массы монтируемых элементов к однородной — 4,5–6 т. Для междуэтажных перекрытий применены колесовидные керамзитобетонные настилы размером $2,4 \times 6,6$ м, исключая необходимость устройства многодельной конструкции пола на песчаных засыпках.

Укрупненная модульная ячейка каркаса позволила получить рациональную, экономически выгодную планировку квартир.

На основе принятой методики формирования здания с использованием ограниченного числа изделий в различной взаимной компоновке созданы модификации 25-этажных жилых домов. Предусмотрена блокировка по две и более башен между собой, а также блокировка их с рядовой или угловой секциями домов.

В числе каркасно-панельных жилых домов, имеющих важное градостроительное значение, можно упомянуть также 25-этажные жилые дома на Ленинском проспекте (рис. 2.12).

Административные здания. Объемно-пространственная композиция Дома Советов РСФСР на Краснопресненской набережной (рис. 2.13) представляет собой трехъярусное построение, симметричное относительно центральной оси, которое складывается из одноэтажной стилобатной части, семиэтажного корпуса с крыльями, образующими парадный курдонер, обращенный к набережной, и 20-этажного объема с протяженным фасадом, ориентированным на набережную. Венчает композицию архитектурный объем малой формы с часами и флагштоком.

Каркас высотной части сформирован из поперечных рам, размещенных с шагом 6,6 м. Пролеты ригелей — 7,8 и 5,4 м. Торцы дома решены скругленными с использованием индивидуальных элементов перекрытий (при типовых колоннах и ригелях каркаса).

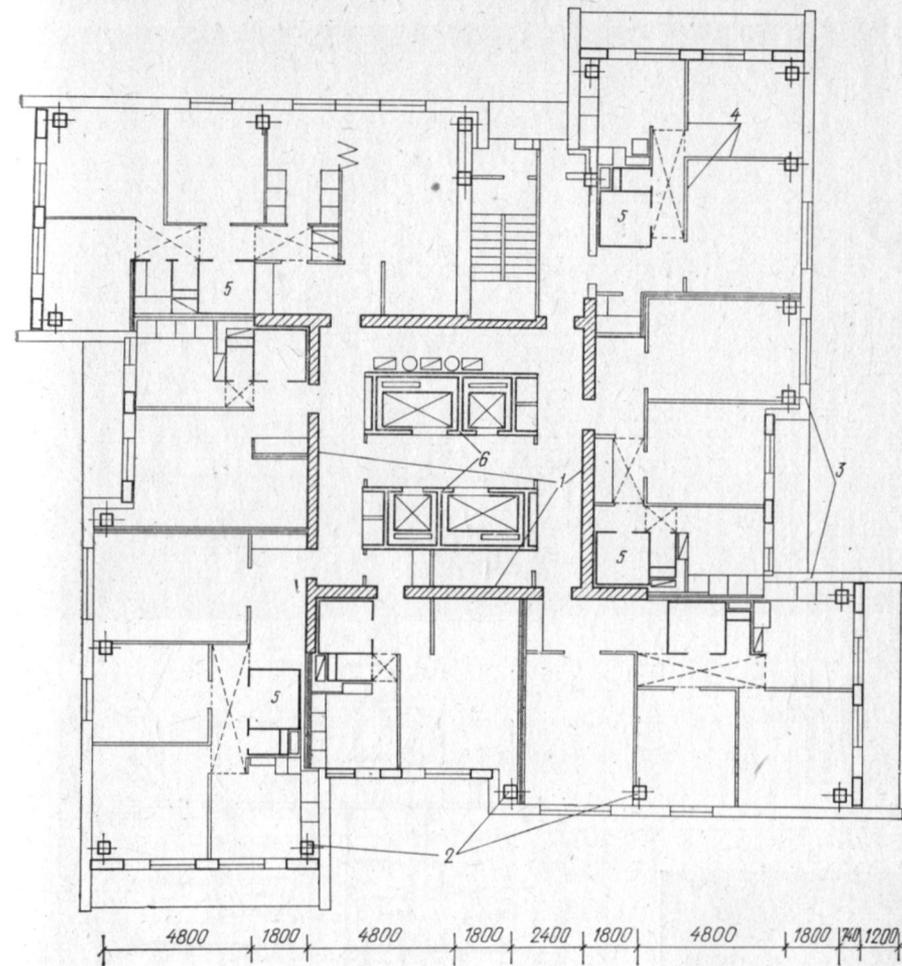
Общая устойчивость здания обеспечивается симметрично расположенными в плане ядрами жесткости, окружающими вертикальные инженерные коммуникации и лестничные клетки. Индивидуализация внешнего облика здания достигается формой его плана и специальной системой пилонов наружных керамзитобетонных ограждений, отделанных в заводских условиях естественным камнем.

Сооружение комплекса высотных административных и жилых зданий на проспекте Калинина (рис. 2.14) явилось началом большой реконструкции сложившейся части города. Комплекс состоит из четырех 26-этажных административных зданий на южной стороне проспекта и пяти 25-этажных жилых домов-башен на северной стороне, объединенных с каждой стороны проспекта двухэтажными стилобатами, в которых расположены торговый центр, рестораны, кафе, кинотеатр и другие общественные предприятия.

Такой крупнейший комплекс сооружений объемом более 1 млн. м^3 удалось осуществить в короткие сроки (по существу за два го-



Рис. 2.11. Жилой дом с монолитным ядром жесткости. Общий вид и план типового этажа
 1 — пространственное монолитное железобетонное ядро жесткости; 2 — колонны каркаса;
 3 — керамзитобетонные панели; 4 — крупнопанельные гипсобетонные перегородки; 5 — объ-
 емные сантехкабины; 6 — объемные тубинги лифтовых шахт



да) только благодаря высокому индустриальному уровню строительства — применению сборного железобетонного каркаса.

В основу компоновки каркаса положена модульная ячейка 4,5+3+4,5 м с поперечным расположением ригелей, с продольным шагом рам каркаса 6 м. План высотного административного здания решен в виде «раскрытой книги» с изломом в центре здания под углом 150° и имеет симметричные крылья, объединенные общими лестницами и лифтовой группой.

Диафрагмы жесткости решены в виде трех систем — двух торцовых стен и центрального пространственного ядра. Диафрагмы в типовых этажах монолитные железобетонные с жесткой несущей арматурой, которая обеспечивала монтажную жесткость каркаса на 3—4 яруса от уровня обетонировки.

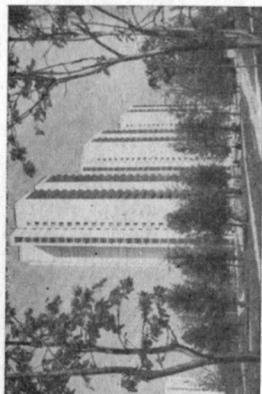


Рис. 2.12. Жилые дома на Ленинском проспекте.
Общий вид и план типового этажа

1 — колонны каркаса; 2 — панельные перегородки; 3 — пространственные диафрагмы жесткости; 4 — вынесенная лестничная клетка; 5 — вынесенный лифтовой узел; 6 — керамзитобетонные панели; 7 — объемные пьезинги лифтовых шахт; 8 — лоджии; 9 — объемные сантехкабины

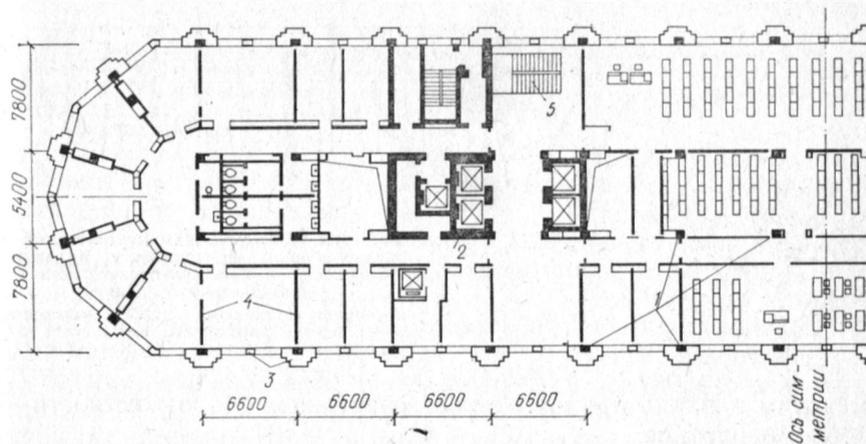
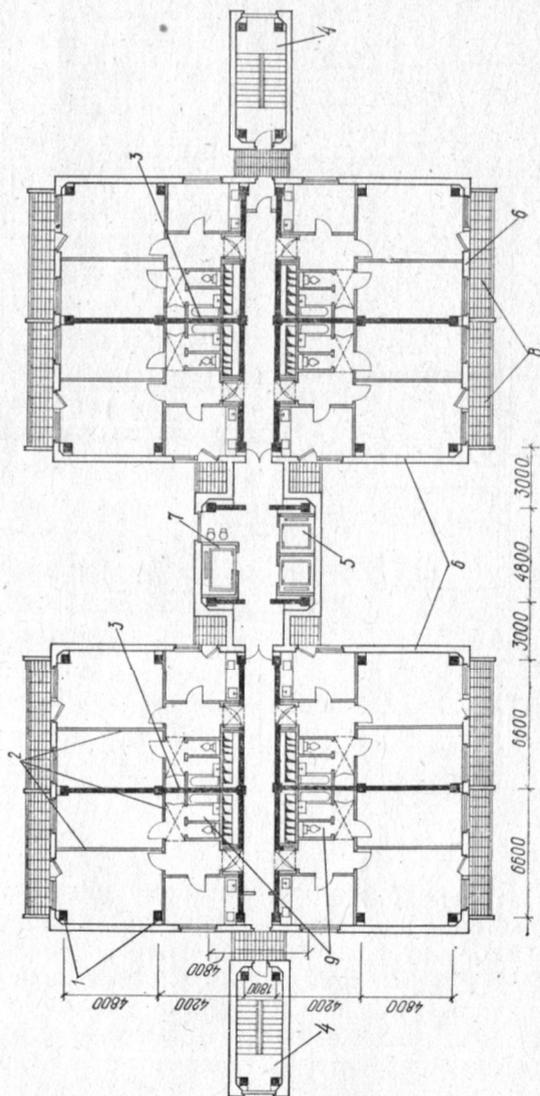


Рис. 2.13. Административное здание — Дом Советов РСФСР на Красноярской наб.
Общий вид и план этажа

1 — колонны каркаса; 2 — пространственные ядра жесткости; 3 — навесные керамзитобетонные панели с каменной облицовкой; 4 — гипсобетонные панельные перегородки; 5 — лестничные марши

Конструктивная схема 25-этажных жилых домов повторяет принципиальное инженерное решение административных зданий: она решена также в виде унифицированного сборного железобетонного каркаса. Пространственная жесткость здания обеспечивается железобетонным ядром, расположенным в центре здания и

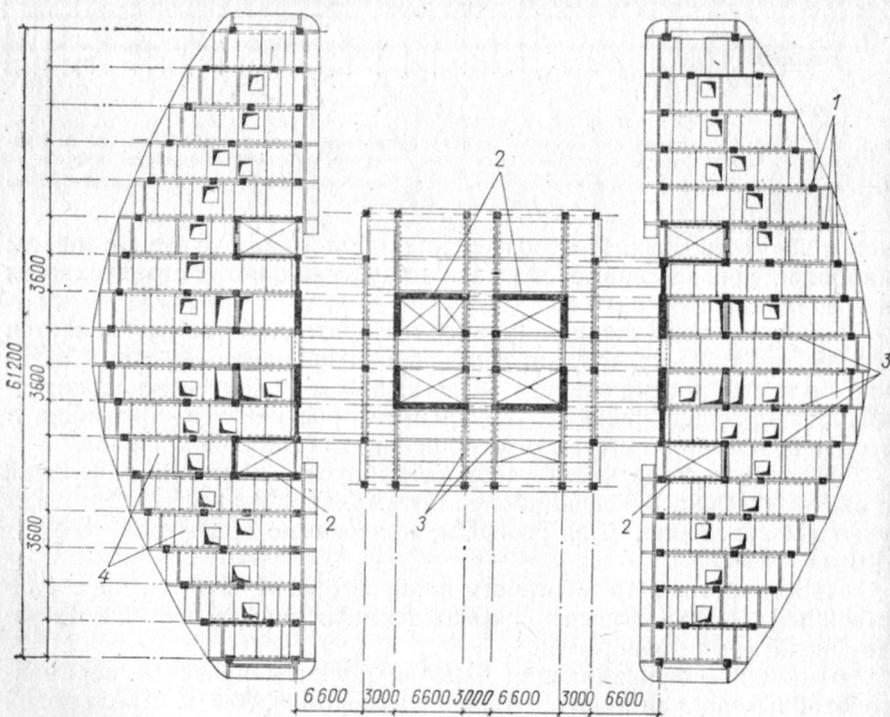


Рис. 2.16. Всесоюзный научно-исследовательский онкологический центр на Каширском шоссе. Общий вид и конструктивная схема 22-этажного корпуса
1 — колонны; 2 — пространственные системы диафрагм жесткости; 3 — ригели; 4 — настилы перекрытий

помимо помещений ректората учебный вычислительный центр, студенческое проектно-конструкторское бюро.

Жилая зона включает два 7-этажных здания общежитий для студентов на 1300 человек (каждое состоит из трех крестообразных секций) и два точечных 12-этажных здания — общежития аспирантов.

Конструкции всех зданий комплекса основаны на сборном железобетонном унифицированном каркасе. Практика еще раз подтвердила, что из ограниченного набора унифицированных изделий можно выполнять сложные архитектурные сооружения.

Лечебные учреждения. Всесоюзный научно-исследовательский онкологический центр Академии медицинских наук СССР, сооруженный на Каширском шоссе (рис. 2.16), предназначен для проведения фундаментальных научных исследований, лечебно-профилактической деятельности и координации работ в области онкологии, а также организации методического руководства онкологическими учреждениями во всесоюзном масштабе.

Доминантой всей композиции является 22-этажная башня, в которой размещены палатные отделения. В шестиэтажном здании находятся поликлиника, приемные отделения, вестибюли, гостиная, пансионат. Параллельно этому зданию расположен пятиэтажный корпус, обращенный в сторону парка, в котором сосредоточены лечебные службы: отделения реанимации, рентгенодиагностики и лучевой терапии и ряд других.

Высотная часть комплекса в плане решена в виде трех сочлененных объемов. Скругленность крыльев здания достигается оригинальным приемом — последовательным увеличением пролета ригелей двух- и трехпролетных рам начиная от 2,4 до 6,6 м. Шаг рам 3,6 м позволил использовать сборные железобетонные колонны практически на всю высоту здания. Общая устойчивость здания обеспечивается системой диафрагм жесткости в виде центрального ядра размером $10,2 \times 10,8$ м и дополнительных диафрагм жесткости в крыльях, окружающих и соединяющих лестничные клетки, скомпонованные в ячейке $6 \times 3,6$ м. Центральное ядро включает вертикальный транспортно-коммуникационный и инженерно-технический узлы.

Все несущие конструкции здания — типовые сборные железобетонные из номенклатуры унифицированного каркаса.

К числу комплексов, где решаются принципиально новые медицинские задачи, относится Всесоюзный кардиологический центр на Рублевском шоссе (рис. 2.17).

В этом лечебно-научном учреждении с многогранным функциональным содержанием сосредоточена работа по исследованию сердечно-сосудистых заболеваний и поискам методов профилактики. Центр явится также базой подготовки квалифицированных специалистов в области кардиологии.

Многообразные задачи потребовали нетрадиционного подхода к архитектурному решению и технологическому насыщению центра. Это комплекс, включающий четыре блока с различным, но взаимо-



Рис. 2.17. Всесоюзный кардиологический центр на Рублевском шоссе

связанным функциональным содержанием, клинику на 400 коек с диагностическим и лабораторным корпусами, консультативную поликлинику; группу помещений для теоретических исследований, в том числе конференц-зал, виварий и административный корпус и, наконец, зону хозяйственного обслуживания.

Корпуса связаны между собой и образуют незамкнутую дугообразную застройку, разнообразную по этажности.

Конструкции зданий комплекса полностью основаны на унифицированном каркасе со стандартными приемами обеспечения прочности и устойчивости.

В зданиях кардиологического центра предусмотрены сложные современные инженерные системы обеспечения нормальной деятельности всех подразделений, включая кондиционирование воздуха, централизованные системы удаления пыли, мусора, транспортировки белья, эффективную внутреннюю сигнализацию и связь, полную диспетчеризацию всех инженерных служб и систем. Все эти сложные системы были удачно и органично вписаны в структуру унифицированного каркаса.

На основе унифицированного каркаса созданы также типовые проекты взрослой и детской поликлиник, нашедшие широкое применение в практике московского строительства.

Гостиницы. Объемно-планировочная композиция комплекса в Измайлове (рис. 2.18) состоит из пяти 30-этажных гостиничных

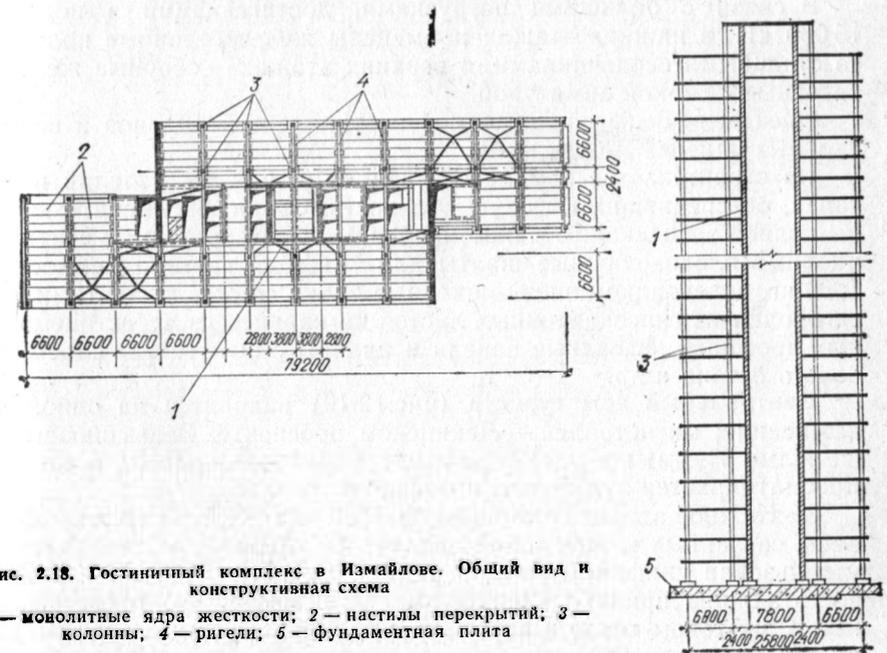


Рис. 2.18. Гостиничный комплекс в Измайлове. Общий вид и конструктивная схема

1 — монолитные ядра жесткости; 2 — настилы перекрытий; 3 — колонны; 4 — ригели; 5 — фундаментная плита

корпусов, каждый на 2 тыс. мест, киноконцертного зала на 1000 зрителей, группы ресторанов общей вместимостью 8,5 тыс. человек, подземных гаражей-стоянок, АТС на 10 тыс. номеров, АСУ, пунктов проката спортивного инвентаря, различных форм бытового обслуживания.

Сравнительно небольшая территория застройки, расположенная в центре планировочной зоны района, определила высотное объемно-композиционное построение комплекса, в котором все объемы покоятся на общем стилобате.

В двухъярусном подвале под всем комплексом размещены различные инженерные службы (зал кондиционеров, тепловые пункты, холодильные камеры, насосные, складские и хозяйственные помещения гостиниц и ресторанов; подземные коллекторы для коммуникаций).

Высота жилых этажей — 3 м от пола до пола; три нижних этажа имеют высоту 4,2 м.

Высотные здания гостиниц запроектированы с несущими конструкциями из изделий унифицированного каркаса. Расположение ригелей рам — поперечное, шаги рам 6,6 м, позволяющие наиболее эффективно организовать планировку жилых помещений. Общая жесткость зданий обеспечивается центральным монолитным ядром жесткости и двумя плоскими монолитными диафрагмами, выходящими в торцы здания. В процессе строительства устойчивость смонтированных конструкций обеспечивалась металлическими связями, расположенными в местах диафрагм.

В связи с большими нагрузками, достигающими в подвале 15 000 кН, в нижних этажах применены железобетонные колонны со стальными сердечниками, в верхних этажах — сборные железобетонные с гибкой арматурой.

Фасады решены единой темой вертикальных пилонов и вертикальных панелей между ними.

На строительстве комплекса внедрен ряд новых изделий и деталей, обеспечивших высокую сборность. Среди них — сантехкабины полной заводской готовности, сборные железобетонные вентиляционные блоки, сборные шахты для лифтов грузоподъемностью 1000 кг, деревоалюминиевые оконные блоки со стеклопакетами, перегородки из гипсокартонных листов на каркасе из асбестоцементных профилей, фасадные панели и пилоны с фактурным слоем из белого бетона и др.

Центральный дом туриста (рис. 2.19) находится на одной из важнейших магистралей — Ленинском проспекте. Возвышающееся на холме 35-этажное здание завершает застройку района и хорошо просматривается при въезде и выезде из города.

35-этажное здание гостиницы на 1300 мест состоит из двух объемов, связанных между собой лифтовым холлом. В их конструкции использован унифицированный каркас с сеткой 6×6 м. Устойчивость зданию придают монолитные ядра жесткости, расположенные в лифтовом холле и по краям в торцах, где находятся эвакуационные лестницы.

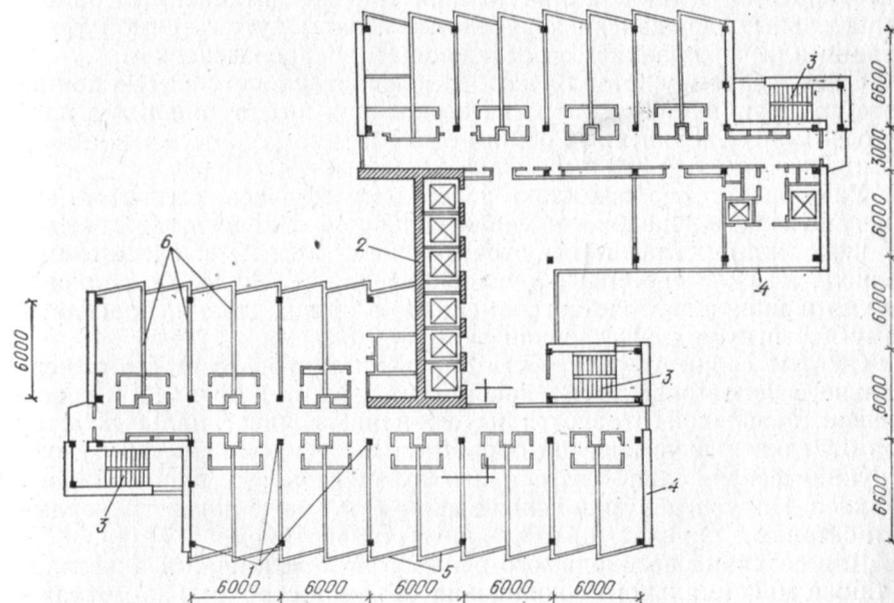


Рис. 2.19. Центральный Дом туриста на Ленинском проспекте. Общий вид и план типового этажа

1 — колонны; 2 — монолитное ядро жесткости; 3 — лестничные клетки; 4 — керамзитобетонная стеновая панель; 5 — эркерная панель; 6 — панельные перегородки

Здание гостиницы «Спорт» на Ленинском проспекте (рис. 2.20) состоит из трех самостоятельных частей — основного 22-этажного корпуса, ресторана и конференц-зала с пресс-центром.

В конструктивном отношении комплекс представляет собой каркасно-панельное здание на основе унифицированного каркаса с симметричным по отношению к поперечной оси здания расположением несущих конструкций. Рамы каркаса поперечные по отношению к основному корпусу и ризалитам.

Диафрагмы жесткости — сборные железобетонные плоские и пространственные, последние — в виде ограждений лестнично-лифтовых узлов. Сложная форма плана основана на компоновочных возможностях унифицированного каркаса.

Фасады комплекса выполнены из унифицированных навесных керамзитобетонных панелей, облицованных светлой стеклоплиткой. Для заполнения оконных проемов приняты деревоалюминиевые блоки, для первых этажей — алюминиевые витражи.

Крупные комплексы производственного назначения. На улице академика Королева рядом с действующим телевизионным центром им. 50-летия Октября построен олимпийский телерадиокомплекс — ОТРК-80 (рис. 2.21). Оснащенный современной аппаратурой телевидения, радиовещания и кинопроизводства, он предназначен для использования в качестве инженерно-технической базы по формированию и выдаче 20 программ центрального телевидения и интервидения, а также для создания 100 информационных радиовещательных передач на зарубежные страны путем прямой трансляции или через запись с последующим воспроизведением.

Сооружение представляет собой компактную уступчатую по высоте композицию, состоящую из нескольких прямоугольных в плане объемов, объединенных общим стилобатом. Строительный объем комплекса — около 390 тыс. м³.

Уникальной особенностью телерадиокомплекса являются его многоцелевое назначение и универсальность в подготовке и выдаче информации. Впервые в отечественной практике сложнейшие технологические системы оборудования для телевидения, радиовещания и кинопроизводства совмещены в одном здании, благодаря чему достигнута существенная экономия объема.

Сжатые сроки строительства определили необходимость максимального использования полносборных изделий и деталей высокой степени заводской готовности и современных промышленных методов отделки и акустической обработки помещений. Несущие конструкции сооружения — из сборных элементов унифицированного каркаса. Наружные ограждения выполнены в виде навесных керамзитобетонных панелей, облицованных травертином.

Для создания необходимого режима звукоизоляции и акустики, а также максимального сокращения объемов строительно-монтажных работ была осуществлена облегченная «плавающая» конструкция теле- и радиостудий, когда коробка собственно студии покоится на резиновых амортизаторах непосредственно на междуэтажных перекрытиях, не касаясь ограждающих конструкций. Перекрытия



Рис. 2.20. Гостиница «Спорт» на Ленинском проспекте в процессе строительства

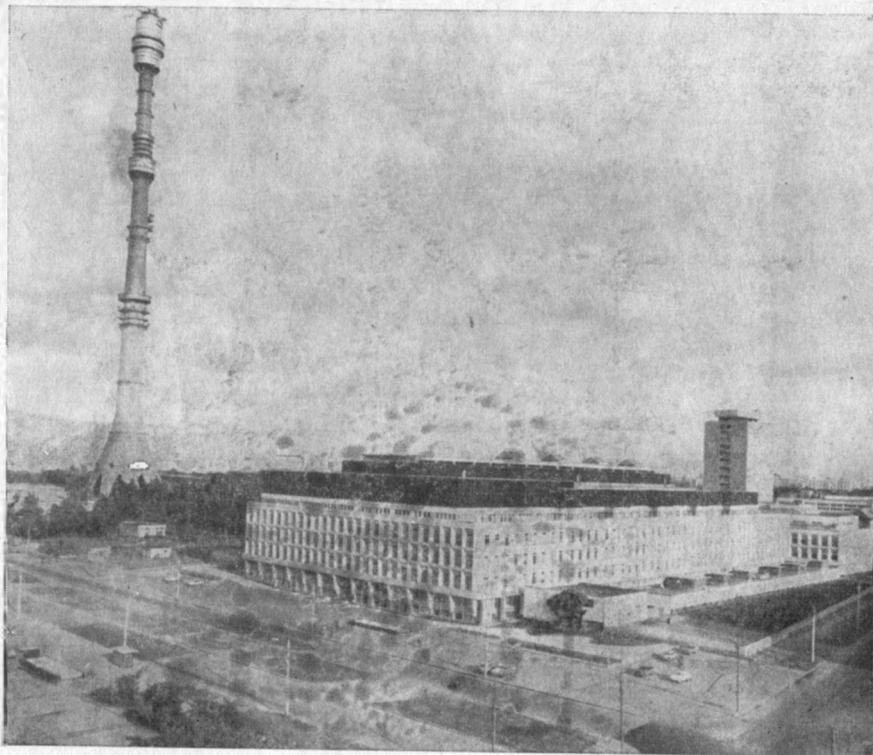


Рис. 2.21. Телерадиокомплекс

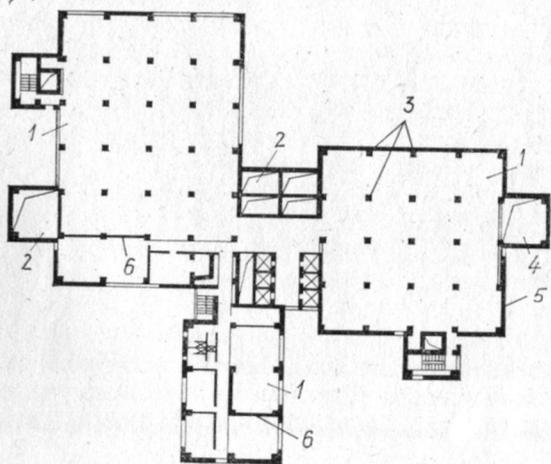


Рис. 2.22. Автоматическая междугородная телефонная станция (план)

1 — производственные помещения; 2 — вентиляционные шахты; 3 — колонны; 4 — кабельная шахта; 5 — навесные керамзитобетонные панели; 6 — система диафрагм жесткости

запроектированы под повышенную нагрузку 160 кН/м^2 . Шаг колонн здания 6×6 и $6 \times 7,2$ м, высота этажа — $3,6$ и $4,2$ м.

Высокий уровень инженерного обслуживания современного города обусловил появление новых типов производственных зданий, которые, активно вторгаясь в структуру застройки, участвуют в формировании ее архитектурного облика.

Одним из таких объектов является здание самой мощной в нашей стране Московской междугородной телефонной станции на ул. Бутлерова в Юго-Западном районе города (рис. 2.22). Во время Олимпийских игр 1980 г. она обеспечивала связь Москвы со многими столицами мира.

Комплекс междугородной автоматической телефонной станции состоит из нескольких групп помещений — автоматные залы, в которых установлено новейшее современное оборудование, коммутаторные, вычислительный центр большой мощности, инженерно-технические помещения для обслуживающего персонала и, наконец, общественно-бытовая группа в составе столовой на 200 мест, актового зала на 500 зрителей, физкультурного зала размером 12×24 м.

Принимая во внимание характер участка, мощность сооружения, градостроительные требования, здание междугородной телефонной станции запроектировано сложной конфигурации, отвечающей его производственному назначению и технологическим особенностям. В нем четко выявлены два 14-этажных блока — автоматных залов и коммутаторных, высота этажа в которых $4,8$ м, и третий, 18-этажный, где сосредоточены все подсобные инженерные службы, с высотой этажа $3,6$ м. Все три блока связаны освещенным холлом, лифтами и лестницами. Важную роль в технологической связи между помещениями играют кабельные шахты.

Характерной особенностью принятого архитектурно-планировочного решения главного корпуса АМТС является выделение всех вертикальных шахт — кабельных, воздухопроводов и эвакуационных лестниц — в самостоятельные объемы, расположенные по периметру с внешней стороны здания. Такой прием помогает обеспечить производителям просторные рабочие помещения и возможность в перспективе совершенствовать технологические процессы в соответствии с развитием техники телефонной связи. Кроме того, он гарантирует рациональное обобщение конструктивных элементов по высоте этажей и в то же время придает выразительный объемно-пространственный характер всему зданию.

Конструктивная схема — унифицированный железобетонный каркас с шагом 6×6 м и навесные керамзитобетонные панели.

Здание оснащено современным инженерным оборудованием, в котором основное место занимает система технологического кондиционирования воздуха. Сложная сеть вентиляционных шахт пронизывает здание снизу до последнего этажа, где находится автоматический вычислительный центр. Защиту от шума обеспечивают двойные полы и акустические материалы для стен и потолков.

Потолки — преимущественно подвесные, за ними — вентиляционные и энергетические устройства.

Глава 3. КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ УНИФИЦИРОВАННОГО КАРКАСА И УЗЛЫ ИХ СОПРЯЖЕНИЙ

В состав основных конструктивных элементов унифицированного каркаса входят колонны, ригели, настилы перекрытий (включающие распорные элементы, укладываемые по осям колонн), диафрагмы жесткости, лестницы, наружные ограждающие конструкции. Каждый конструктивный элемент имеет ряд модификаций, в зависимости от условий его применения и, в частности, местоположения в конструктивной структуре здания, воспринимаемых им нагрузок и др. Каждый конструктивный элемент, как правило, может применяться в различных сочетаниях с другими конструктивными элементами в пределах правил, обусловленных системой конструкций.

Конструктивное решение каждого элемента и его модификаций соответствует условиям их работы в системе конструкций и оптимизировано по комплексным технико-экономическим параметрам.

На рис. 3.1 показана условная компоновочная схема основных фрагментов здания с обозначением конструктивных элементов.

1. КОЛОННЫ

Колонны каркаса приняты сечением 400×400 мм (рис. 3.2), высотой в один или два этажа для возможности решения здания любой этажности (четной или нечетной). Принятые высоты колонны предусматривают также возможность организации технических этажей и зальных помещений.

Выбор высоты колонны, равной высоте двух этажей, обусловлен производственными возможностями предприятий Главмоспромстройматериалов, неотработанными методами монтажа высоких (трех-, пятиэтажных) колонн и, в частности, их монтажным закреплением, заведением в сетку многоэтажных колонн элементов диафрагм жесткости, ригелей и плит перекрытий и т. д.

Выбор единого поперечного сечения колонн 400×400 мм отвечает задаче сокращения номенклатуры самих колонн и (что особенно важно) примыкающих элементов — ригелей, диафрагм жесткости, стен, распорок перекрытий и т. д.

Колонны выполняются из бетона марок М 300, М 400, М 500 и М 600.

Стволы колонн армируются стержнями диаметром от 16 до 40 мм из стали класса А-III, что позволяет получать экономически эффективную градацию их несущей способности до 9400 кН.

Градация несущих способностей колонн на разных этапах освоения и совершенствования каркаса неоднократно менялась вследствие ряда причин, из которых на первом этапе определяющими были производственные возможности предприятий сборного железобетона по освоению ограниченной номенклатуры изделий, изменение нормативной базы; а также проведение комплекса научных исследований, позволяющих технически совершенствовать конструкции.

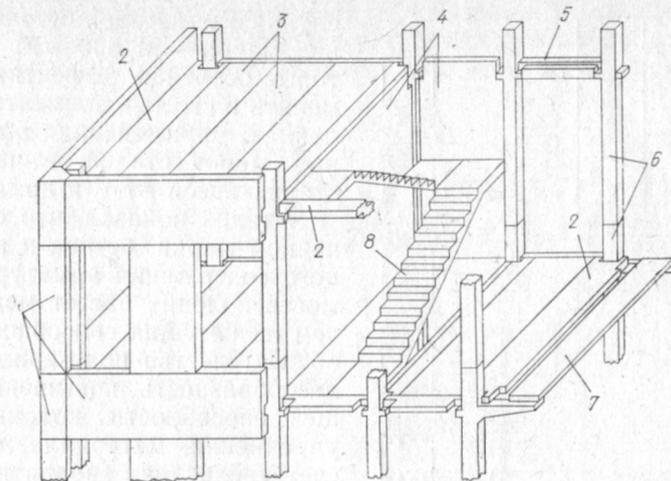


Рис. 3.1. Компоновочная схема основных несущих и ограждающих конструкций унифицированного каркаса

1 — панели наружных стен; 2 — плиты-распорки; 3 — плиты перекрытий; 4 — диафрагмы жесткости; 5 — ригели; 6 — колонны; 7 — плита лоджии; 8 — лестничные марши

Совершенствование номенклатуры конструкций на каждом этапе проводилось на основе оптимизации путем сравнения технико-экономических показателей различных вариантов, отвечающих возможностям производства и достижения науки и техники в области сборного железобетона.

Проведенные проектные проработки и исследования показали, что наиболее рациональная номенклатура может быть получена на основе следующих предпосылок: установления оптимальной градации расчетных нагрузок для колонн (введение по высоте 16—25-этажного здания четырех-пяти марок колонн по несущей способности); установки закладных деталей в колоннах только в необходимых



Рис. 3.2. Конструкция колонны

1 — ствол колонны, армированный пространственным каркасом; 2 — консоль; 3 — плоский стык; 4 — арматурные сетки в околостыковой зоне; 5 — закладные металлические детали; 6 — подъемная петля; 7 — поперечные стержни; 8 — центрирующая прокладка

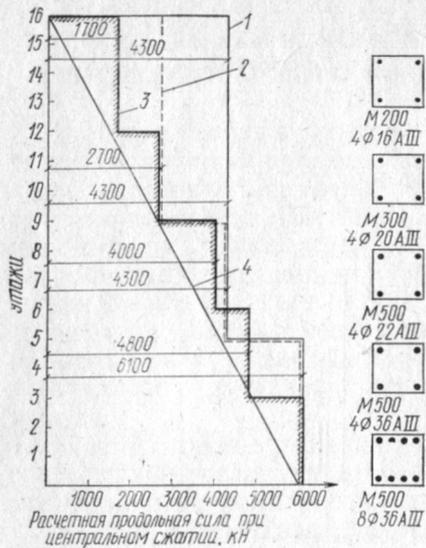


Рис. 3.3. График для определения градаций расчетных нагрузок на колонны (справа — сечения колонн)

1 — эпюра материалов при двух градациях несущей способности колонн; 2 — то же, при трех градациях; 3 — то же, при пяти; 4 — эпюра нормальных усилий

случаях; внедрения бетонов высоких марок — М 600 — М 800, которые особенно эффективно применять в сжатых элементах — колоннах; применения эффективных марок сталей, в частности стали класса Ат-V и др.

Анализ показал, что с увеличением марки бетона и процентного содержания арматуры стоимость колонн растет медленнее, чем их несущая способность. Это обстоятельство подтверждает целесообразность повышения несущей способности колонн путем упрочнения материала, а не за счет увеличения габаритных размеров.

Указанные мероприятия не связаны с увеличением числа форм, речь идет о том, чтобы при использовании тех же форм по мере необходимости можно было применять различное армирование.

Подход к оптимизации предусматривал сопоставление технико-экономических показателей различных вариантов.

Получить требуемую несущую способность можно различными способами, применяя, например, бетоны разных марок и различную арматуру. Так, несущую способность в 2500 кН можно достичь при марке бетона М 200 и арматуре 4φ32А-III или же при марке бетона М 300 и арматуре 4φ16А-III. Но во втором случае расход металла сокращается в 4 раза, а суммарная стоимость бетона и арматуры — на 37 %.

Сущность методики оптимизации номенклатуры колонн по несущей способности состоит в выборе наиболее экономичного варианта полного комплекта колонн в результате сравнения вариантов по расходу арматуры, цемента и по стоимости этих материалов.

Исследования показали, что при увеличении числа типов колонн с одного до двух расход стали сокращается в 2,8 раза; а с двух до трех — на 21 %. Дальнейшее увеличение числа типов колонн (до пяти) дает затухающие показатели экономии стали (рис. 3.3).

Оптимизирована также номенклатура связевых колонн по закладным деталям, служащим для соединения колонн с диафрагмами жесткости. В проектах каркасных зданий возможно примыкание диафрагм жесткости с одной, двух (противоположных), трех или четырех сторон колонн.

В первоначальной номенклатуре связевые колонны в целях строгой унификации и сокращения числа марок имели закладные детали по всему периметру сечения, что допускало примыкание диафрагм жесткости с любой стороны. Закладные детали на всех колоннах принимались одинаковыми по несущей способности. Такое решение представляло определенные удобства в производстве колонн, но закладные детали получались тяжелыми, что приводило к значительному расходу стали.

Вместе с тем переход на выпуск колонн восьми различных типов в зависимости от связевых закладных деталей привел бы к большим трудностям в промышленности.

Проведенные аналитические исследования позволили выявить частоту случаев примыканий диафрагм жесткости к колоннам и таким образом выбрать типы колонн с оптимальным числом закладных деталей.

Наиболее сложной задачей

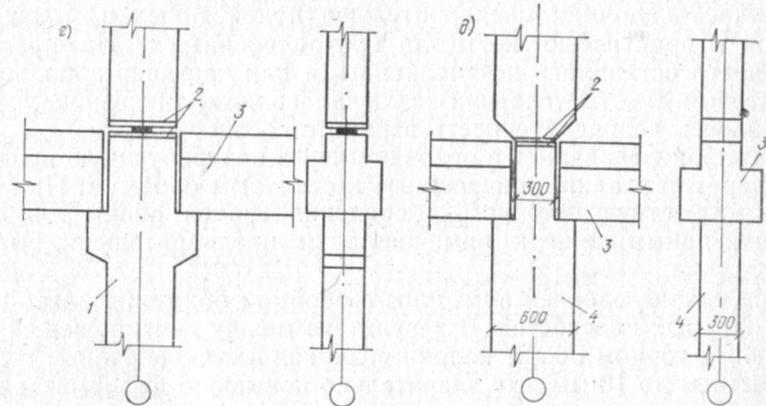
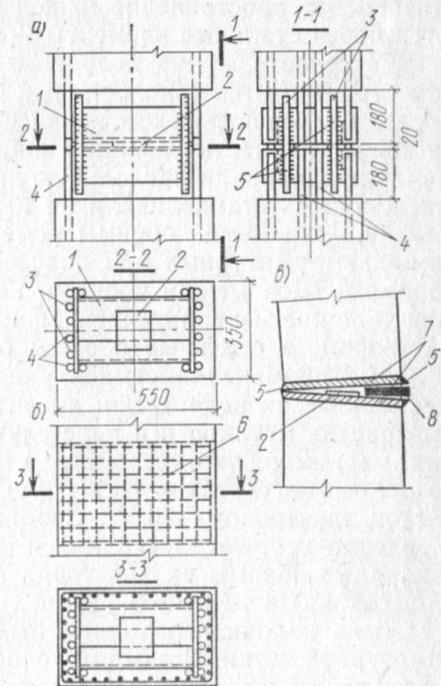


Рис. 3.4. Стыки сборных железобетонных колонн со стальными обоймами и опорными плитами
 а — со стальными обоймами — вид до замоноличивания; б — то же, после замоноличивания; в — дефекты стыков; 1 — стальные уголки; 2 — центрирующая стальная прокладка; 3 — стыковые стержни $\varnothing 32$ мм; 4 — продольная арматура колонны; 5 — сварной шов; 6 — сетка из стержней $\varnothing 3$ мм; 7 — стальные листы; 8 — стальные клинья; 9 — стык с опорными плитами гаражного каркаса серии 02; 10 — то же, телецентровского каркаса; 1 — колонна с выступающими вниз консолями; 2 — стальные опорные плиты; 3 — ригель; 4 — колонна с «шейкой» в зоне опирания ригеля

при проектировании колонн является решение их стыков, работающих в условиях повышенных нагрузок. В предшествующей практике проектирования сборных железобетонных колонн преимущественное распространение нашел стык, в котором усилия передаются через стальные элементы — опорные плиты.

В частности, стыки подобного рода применяли в промышленном строительстве (рис. 3.4, а), в гаражном каркасе серии 02 (рис. 3.4, г), в телецентровском каркасе (рис. 3.4, д). В стыках этого типа концевые участки колонн снабжены стальными обоймами, к которым приваривали продольную арматуру колонн. Во время монтажа колонны устанавливали на центрирующие металлические прокладки, стальные обоймы смежных элементов соединяли с помощью арматурных или полосовых накладок, привариваемых к обоймам. Шов между торцами колонн (толщиной, соответствующей толщине центрирующей прокладки) зачеканивали цементным раствором, а стальные обоймы обетонировали на высоту стыка.

Опыт применения стыков указанной конструкции показал существенные их недостатки: значительную трудоемкость, повышенный расход металла и в ряде случаев недостаточную надежность. Так, например, при устройстве стыков такого типа расход стали на один стык составил 70 кг, трудовые затраты — около 8,5 чел.-ч, расход электродов — 20 кг. Сварной арматурный каркас колонн в заводских условиях выполнялся за 5—7 мин, тогда как стальные закладные обоймы на два торца колонны изготавливались (заготовка и сварка) в течение 2—2,5 ч.

Стыки колонн необходимо было обетонировать с применением арматурной сетки. В зимних условиях для выполнения этих работ требовались дополнительная тепловая обработка стыка и, в частности, электропрогрев. Зачеканка швов между торцами колонн осложнялась наличием предварительно приваренных в стыке накладок и практически не могла контролироваться. На практике швы часто оставались незаполненными или частично заполненными бетоном. В этих условиях исключалась четкая передача усилий, создавалась неопределенность в работе соединений.

Усилия передавались в основном через центрирующую прокладку и через накладки, приваренные к стальным обоймам. При этом часто вследствие неточного совпадения граней обойм для обеспечения примыкания к ним накладки предварительно выгибались.

При сварке рабочей арматуры с обоймой образовывались перекосы опорных плоскостей. В результате между центрирующей прокладкой и торцом обойм колонн возникали клинообразные щели с раскрытием до 10 мм, что значительно повышало деформативность стыка. Происходила концентрация напряжений в периферийной зоне, возникали случайные, неучтенные эксцентриситеты, что приводило к значительным перенапряжениям колонн.

В связи с отмеченными серьезными недостатками указанные типы стыков были исключены из рассмотрения при выборе конструкции колонн унифицированного каркаса.

Для унифицированного каркаса на первом этапе его освоения была принята конструкция стыков с передачей усилий через сферические торцовые поверхности колонн и одновременным соединением ванной сваркой выпущенных угловых стержней, армирующих ствол колонны (рис. 3.5).

Применение ванной сварки арматуры по сравнению с соединением арматуры через накладки в аналогичном типе стыка (серия ИИ-04) позволило повысить надежность стыка и значительно упростить его, сократить объем монтажной сварки, уменьшить число сеток косвенного армирования оголовников колонн, затрудняющих и ухудшающих условия и качество бетонирования опасных зон, уменьшить металлоемкость стыка (табл. 3.1).

Соединение четырех основных стержней повышает несущую способность и надежность стыка. Остальные стержни (меньших диаметров) обрываются в зоне стыка, а усилия от них передаются через бетон, упрочненный косвенной арматурой в пределах опорной зоны. Число сеток зависит от числа и площади не доведенных до стыка арматурных стержней. Эффективность ванной сварки, в том числе и сварки стержней больших диаметров — 36 и 40 мм, значительно повышена в связи с внедрением полуавтоматической ванной сварки в медных формах, позволившей надежно с минимальной трудоемкостью выполнять монтажные работы.

Опыт изготовления и монтажа колонн со сферическими торцами показал необходимость особо тщательного подхода к геометрическим размерам и точности сферических поверхностей, так как перекос сферы приводит к резкому смещению центра передачи уси-

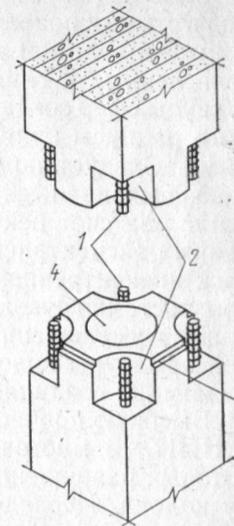


Рис. 3.5. Стык сборных железобетонных колонн со сферическими бетонными торцами

1 — стержни из стали класса А-III, стыкуемые ванной сваркой; 2 — стыковые ниши; 3 — паз для монтажного хомута; 4 — сферическая бетонная поверхность

Таблица 3.1. Расход металла на стык, кг

Продольная арматура колонн	Унифицированный каркас	Серия ИИ-04
	4Ø40 А-III+8Ø22 А-III	4Ø22 А-III+ +8Ø32 А-III
Сетки косвенного армирования	29,8	62,3
Закладные детали	—	12,6
Стыковые накладки	—	2,8
Стыкуемые стержни	6,8	—
Наплавленный металл	2	0,8
Всего	38,6	78,5

лий в стыке и появлению значительных эксцентриситетов в колонне. Для необходимой центрировки усилий в этих стыках после многочисленных исследований была принята форма стыка, в котором радиусы сфер создают наилучшие условия для передачи усилий. При этом радиусы кривизны сфер стыкуемых колонн принимались разными. Следует подчеркнуть особые качества стыка сферического типа, выявившиеся в процессе исследований: самоцентрирование усилия за счет некоторого смятия бетонных поверхностей при случайных эксцентриситетах, т. е. своего рода приспособляемость стыка к внецентричной нагрузке в процессе его работы при постепенном росте нагрузок.

Для уменьшения свободной длины сварных выпусков продольной арматуры колонн предусмотрен хомут диаметром 12 мм, охватывающий соединяемые рабочие стержни.

Высокую прочность стыка подтвердили выполненные МНИИТЭП и НИИЖБ многочисленные испытания (более 70 образцов), при которых разрушение образцов происходило не по стыку, а по стволу колонн. Исследования позволили также выявить фактическую несущую способность, деформативность и трещиностойкость стыков колонн со сферическими торцами в зависимости от условий их выполнения, роль бетона замоноличивания стыковых ниш, монтажного хомута и инъекции раствора между сферами.

Испытания проводили на длинных образцах колонн по 3 м со стыком, что в наибольшей мере отвечает натурным условиям. В момент испытания опытных образцов замеряли деформации бетона в зоне стыка и на околостыковых участках колонн, фиксировали появление первых трещин и последующее их раскрытие, что позволило выявить общую картину напряженного состояния и работы стыка. По показаниям датчиков замеряли относительные деформации бетона и по ним определяли действительные эксцентриситеты в нескольких характерных сечениях элементов колонн со стыком. Полученные опытные разрушающие нагрузки сопоставляли с теоретическими, подсчитанными по формулам СНиП, с учетом действительных эксцентриситетов, при наличии внецентричного и косога внецентричного сжатия, т. е. при эксцентриситетах в двух направлениях. Опыты подтвердили, что бетон замоноличивания в стыке включается в работу почти одновременно с основным бетоном колонн, причем тем эффективнее, чем выше его прочность. В связи с этим площадь замоноличенных участков следует учитывать в расчете.

Дополнительная установка монтажного хомута диаметром 12 мм на арматурных стержнях в зоне стыка значительно улучшает его работу, предохраняя стержни от преждевременной потери устойчивости и приближая их работу к работе арматуры в монолитном сечении колонны.

Вычисленные (для возможности сравнения несущей способности опытных образцов, испытанных при различных фактических эксцентриситетах) условно приведенные к центральному сжатию разрушающие нагрузки превосходят расчетную (при центральном сжатии) нагрузку в разрушавшихся по стыку образцах в 1,78—2,54 ра-

за и в образцах, разрушавшихся по стволу, — в 1,7—1,87 раза. Абсолютная деформация стыка при нормативной нагрузке существенно зависит от способа его выполнения: при отсутствии бетона замоноличивания она составляет около 1 мм, при замоноличивании стыков ниш бетоном марки М300—0,25 мм, а при инъекции в стык цементного раствора (в замоноличенных стыках) — всего около 0,15 мм. Замеренная (на базе 300 мм) абсолютная деформация ствола колонны при нормативной нагрузке составляла около 0,25 мм.

Таким образом, замоноличивание и инъекция раствора оказывают существенное влияние на деформативность рассматриваемых стыков. Инъектирование стыков повышает трещиностойкость околостыковых участков ствола колонн: первые трещины в инъектированных образцах появлялись при нагрузках, равных 1,5—1,68 нормативной. Можно сказать, что инъектирование сферических бетонных стыков, по существу, превращает их в монолитные. При этом околостыковую зону колонн рассчитывают на усилия с повышающим коэффициентом не 1,5 (как при сборных «сухих» стыках), а только 1,2, что позволяет значительно сократить объем косвенного армирования.

Особенностью стыков колонн, выполняемых с ванной сваркой выпусков арматуры больших диаметров 36 и 40 мм, является возникновение напряжений сжатия в бетоне и растяжения в арматуре из-за разогрева стержней при сварке. Растягивающие напряжения в арматуре могут достигать предела текучести и даже приводить к разрыву стержней. Во избежание этого отработана специальная технология, которая предусматривает определенную последовательность и режим, в частности сварку стержней выполняют по диагонали последовательно по одному стержню (рис. 3.6) либо попарно.

Наряду с рядом положительных качеств указанный тип стыка имел и определенные недостатки. Так, для создания форм требовались сложные работы по фрезеровке торцовых участков формы; длительная эксплуатация форм привела вследствие возникающих люфтов к смещениям сфер, усложнилось косвенное армирование торцов колонн из-за необходимости применения сеток различной конфигурации.

Накопленный опыт производства таких колонн и их монтажа позволил предположить возможность замены сферических поверхностей плоскими, имеющими в средней части центрирующий бетонный выступ. Исследованиями было выявлено, что бетонные элементы, армированные сетками, при центральном сжатии могут выдерживать весьма большие напряжения (до 300 МПа), превышающие призмную прочность бетона более чем в 10 раз. При этом усилия, которые передает прокладка, распределяются равномерно по всему сечению бетона. Эти свойства и были использованы при конструировании замоноличенных стыков с подрезками и ванной сваркой продольной арматуры (рис. 3.7). На основе экспериментальных исследований было принято следующее конструктивное

решение стыка: концы элементов колонн усилены армированием поперечными сварными сетками и заканчиваются плоскими торцами с центрирующей бетонной площадкой, выступающей на 20—25 мм, снабженной сеткой. Размеры подрезки бетона назначены с учетом выполнения сварки выпусков арматуры. После установки колонн и выверки выпуски арматуры соединяют

полуавтоматической ванной сваркой в съемных медных формах. Узкий шов между торцами элементов колонн и подрезки, в которых расположены выпуски арматуры, замоноличивают либо бетоном с зачеканкой его в щель и заполнением подрезки с применением вибраторов, либо раствором под давлением.

В 1966—1967 гг. в НИИЖБ были проведены испытания колонн с плоскими стыками рассматриваемого типа. Опытные образцы стыков колонн замоноличивали бетоном с уплотнением внутренней и наружной вибрацией.

В этом случае форму изготовляли в виде раструба для подачи бетона и укладки его вибраторами. В других образцах замоноличивание выполняли цементно-песчаным раствором с подачей его ручным насосом под давлением. При этом раствор одновременно заполнял как шов между торцами элементов колонн, так и зоны подрезки в стыке. Таким образом, образцы обеих серий отвечали двум возможным технологиям выполнения стыков в натуре.

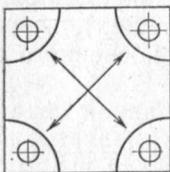
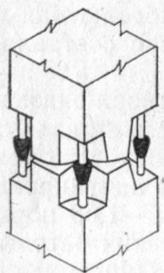


Рис. 3.6. Последовательность сварки стержней в стыке колонн

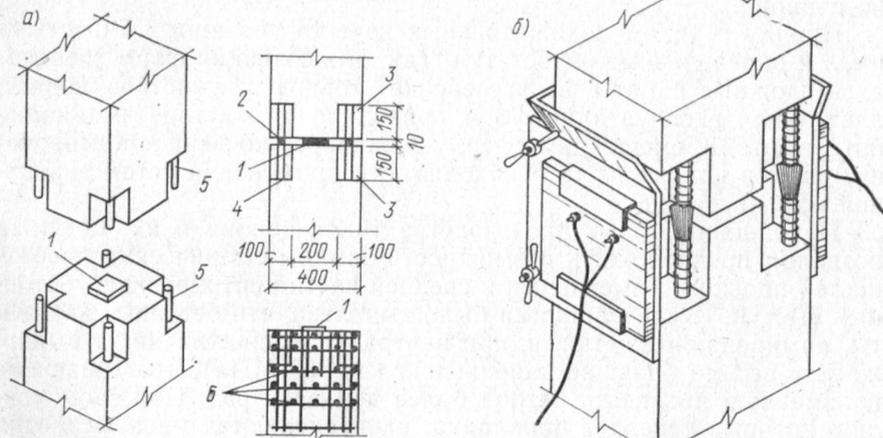


Рис. 3.7. Плоский безметалльный стык

a — деталь стыка: 1 — центрирующий бетонный выступ; 2 — ванная сварка выпусков арматуры; 3 — стыковые ниши; 4 — раствор марки М 300; 5 — продольные арматурные стержни; 6 — поперечные арматурные сетки; *b* — инвентарная опалубка для бетонирования стыка

Разрушение стыков характеризовалось одновременным раздроблением бетона по контуру сеток косвенного армирования (защитного слоя), бетона замоноличивания и потерей устойчивости продольной арматуры. Исследования показали достаточно высокую прочность, трещиностойкость и жесткость замоноличиваемых стыков колонн с плоскими торцами, в которых характер передачи усилий близок к работе монолитной колонны. При этом опытные разрушающие нагрузки были выше теоретических. Для расчета концевых участков колонн за счет замоноличивания возможно снижение расчетного коэффициента от 1 до 1,25 против 1,5, регламентированного СНиП для сборных железобетонных колонн с «сухим» стыком.

Интересные данные получены по влиянию сварки арматурных стержней на напряженное состояние бетона в торцовых зонах колонн. Испытания НИИЖБ показали, в частности, что наличие центрирующей прокладки благоприятно сказывается на снижении реактивных начальных напряжений в бетоне вследствие обмятия бетонного торца колонны.

На основании полученных средних остаточных деформаций сваренных стержней в зоне стыка: $\varepsilon_0 = 1/200 = 0,0045 = 45 \cdot 10^{-5}$ можно составить приближенное представление о возможных значениях остаточных сварочных напряжений в бетоне элементов колонн с центрирующей прокладкой.

Средние значения остаточных сварочных напряжений (реактивных) могут достигать $\sigma_0 = 450 \cdot 10^{-6} \cdot 2,1 \cdot 10^5$ МПа. При этом наибольшие растягивающие напряжения в момент сварки стержней довольно велики: $\sigma_p^{max} = 1400 \cdot 10^{-6} \cdot 2,2 \cdot 10^5 = 294$ МПа, что составляет почти 65 % предела текучести. Наименьшие значения напряжений: $\sigma_p^{min} = 820 \cdot 10^{-6} \cdot 2,1 \cdot 10^5 = 172$ МПа, что составляет 33 % предела текучести. Если предположить, что в начальный период сварки стержней центрирующая прокладка в месте сопряжения обжата не полностью, т. е. площадь сжатой зоны равна хотя бы половине площади прокладки ($F_{II} = 144 : 2 = 72$ см²), то можно подсчитать примерное значение усилий, которыми предварительно обжимается бетон в месте стыка на разных стадиях: $P_0 = 9450 \cdot 72 = 680$ кН; $P_{min} = 17200 \cdot 72 = 1240$ кН; $P_{max} = 2940 \cdot 72 = 2120$ кН.

При значительных нагрузках в колоннах 12000 кН и более и неизменном сечении колонн 400×400 мм (в целях сохранения номенклатуры примыкающих элементов каркаса) стержневое армирование не обеспечивает требуемой несущей способности. В связи с этим были разработаны технические решения с армированием колонн жесткими металлическими сердечниками (рис. 3.8), нашедшие применение на ряде строек Москвы.

Стыки колонн, сложность устройства которых непосредственно связана с величиной действующих усилий, выполнялись с помощью фрезерования торцов металлических сердечников, соединяемых встык. Конструкция сердечника принималась наиболее компактной, соответствующей стандартному сечению колонны 400×400 мм. Сердечники изготовлялись на заводах металлоконструкций из прокатной стали.

Таблица 3.2. Сравнительная стоимость колонн с сердечниками выполненными из сталей разных марок

Показатели	Марка стали сердечника		
	Ст3	14Г2	10ХСНД
Масса сердечника, кг	2000	2000	2000
Масса арматуры, кг:			
класса А-III	190	190	190
» А-I	30	30	30
Объем бетона, м ³	0,7	0,7	0,7
Масса колонны, т	4	4	4
Стоимость, руб.:			
сердечника	199	218	280
арматуры	26	26	26
колонны (франко-объект) без стоимости сердечника и арматуры монтажа	151	151	151
колонны «в деле»	18	18	18
394	413	475	
Несущая способность колонн, кН	10 500	12 600	14 700
Удельная стоимость колонн, коп/кН	3,75	3,28	3,24

Примечание. Приведенные в таблице цены взяты из прейскурантов и калькуляций колонн в здании общесоюзного телецентра.

лицы видно, что хотя сердечник из стали 10ХСНД на 41 % дороже аналогичного сердечника из Ст3, цена колонн «в деле» отличается всего на 21 %, а удельная стоимость (отношение стоимости к несущей способности колонны) при сердечнике из стали 10ХСНД на 14 % меньше, чем при сердечнике из Ст3 (рис. 3.8, д).

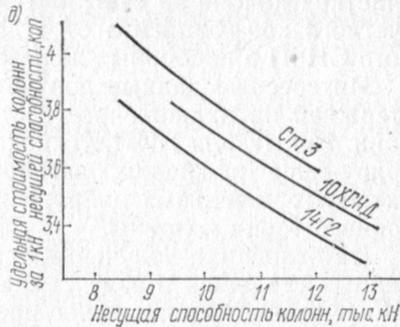
Проведенные в 1966—1967 гг. в ЦНИИСК испытания образцов сборных железобетонных колонн с металлическими сердечниками (с высоким — до 30 % — насыщением бетона арматурой) показали, что бетон в средней по высоте зоне колонны активно включается в работу, в то время как бетон в опорных сечениях работает хуже, причем в этих сечениях возникают растягивающие усилия, которые приводили к раннему появлению трещин в бетоне. При нагружении колонны напряжения по ее длине выравнивались, а затем наблюдалась обратная картина — среднее сечение испытывало большие напряжения, чем опорные сечения, в которых происходила разгрузка вследствие постепенного истощения несущей способности бетона, работающего на смятие.

Результаты испытаний показали, что несущая способность опорных участков колонн (около стыков) должна быть увеличена, в частности, приваркой к сердечнику фасонки и дополнительным сетчатым армированием бетона в опорной зоне. Стыки колонн на монтаже должны быть замоноличены с установкой соответствующих хомутов.

Позднее, в 1975—1976 гг., в целях экономии металла и решения вопросов строительства на основе унифицированного каркаса зданий с большими нагрузками на перекрытие (12,5; 16 и 27 кН/м²) и значительными усилиями в колоннах была принята попытка решить проблему путем развития сечения колонны и введения в систему специальных ригелей и настилов перекрытий. В связи с этим

Рис. 3.8. Сборные железобетонные колонны с металлическими сердечниками

а — общий вид колонны; б — типы сечений стальных сердечников; в — стык колонны; г — деталь опирания на фундамент; д — график зависимости стоимости колонн от марки стали сердечника; 1 — выпуски арматурных стержней; 2 — стальные закладные детали; 3 — колонна; 4 — стальной сердечник; 5 — слэбы; 6 — полосы толщиной до 60 мм; 7 — уголки; 8 — сварной шов; 9 — стяжной болт; 10 — стальная опорная плита; 11 — анкер



Разработаны различные сечения составных сердечников: из толстой полосы сечением 230×115 мм, прокатываемой на Кузнецком металлургическом комбинате, пакет полос толщиной 40—60 мм, наборное сечение («капуста») из угловой стали. Сердечники двух первых типов по сложности изготовления примерно равны. В первом из них меньше сварки, но значительно затруднена правка в случае серповидности полос (достаточно часто встречающейся); во втором — правка проще, но больше сварных соединений. Существенным недостатком сердечников первого типа является также неполное использование прочности металла, так как в толстой полосе предел текучести и расчетное сопротивление уменьшается на 10—20 % по сравнению с прокатом нормальных толщин. Наборное сечение из уголков достаточно просто в изготовлении, но менее компактно.

Наиболее предпочтительны сердечники в виде полос нормальной толщины. В условиях широкого применения автоматической сварки большая протяженность сварных швов не может считаться серьезным недостатком.

Концы сердечников обрабатываются на торцефрезерных станках, что обеспечивает максимальную простоту соединения колонн. Для сердечников могут быть использованы низколегированные строительные стали марки 14Г2 или 10ХСНД. Использование таких сталей экономически целесообразно, несмотря на то, что сердечники из них обходятся дороже, чем из стали Ст3.

Сравнительная стоимость сборных колонн сечением 400×400 мм и длиной 6 м, армированных сердечниками площадью 400 см² из разных сталей и четырьмя продольными стержнями диаметром 36 мм из стали класса А-III, приведена в табл. 3.2. Из таб-

в дополнение и развитие номенклатуры КМС 101-1 была разработана номенклатура КМС 101-2, которая должна была обеспечить строительство многоэтажных зданий различного назначения, возводившихся ранее из серий 02 («гаражная»), ИИ-60, телецентровского каркаса, консольного каркаса серии НК-170 и некоторых других.

Конструкции номенклатуры КМС 101-2 составили единую систему с конструкциями остальных разделов номенклатуры КМС 101.

Было предусмотрено соединение несущих конструкций номенклатур КМС 101-1 и КМС 101-2 с устройством стыков по вертикали и по горизонтали. Ширина колонн (400 мм) и ригелей (200 мм поверху) принята единой, что позволило опирать панели перекрытия обеих номенклатур на рядовой ригель номенклатуры КМС 101-2, а также опирать на него лестничные марши номенклатуры КМС 101-1.

Благодаря наличию в КМС 101-2 колонн сечением 400×400 мм и единой конструкции стыков колонн возможно в зданиях с «легкими» перекрытиями из изделий номенклатуры КМС 101-1 в необходимых случаях устраивать «тяжелые» перекрытия из изделий номенклатуры КМС 101-2.

Технико-экономические показатели изделий номенклатуры КМС 101-2 не уступали показателям общесоюзной серии ИИ-70 для промышленного строительства, обладая наряду с этим значительно большей универсальностью.

Для обеспечения использования ригелей и плит перекрытия унифицированного каркаса сечение колонн в дополнение к 400×400 мм было принято 700×400 мм и 550×400 мм (700 и 550 мм в направлении опирания ригелей).

По указанным типам колонн был выполнен специальный комплекс научных исследований.

До 1975 г. колонны унифицированного каркаса ввиду незначительности изгибающих моментов рассчитывались по СНиП II-V.1-62 на центральное сжатие. После утверждения СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» в расчете колонн появились значительные изменения, обязывающие, в частности, расчет колонн производить на внецентренное сжатие. В расчет вводится случайный эксцентриситет не менее чем $\frac{1}{600}$ длины элемента, $\frac{1}{30}$ высоты сечения, или 1 см.

Таким образом, продольное усилие рассматривается действующим всегда внецентренно с эксцентриситетом не менее случайного.

Существенное значение имело также введение в новой редакции СНиП требования о снижении расчетного сопротивления бетона сжатию при длительном действии нагрузки: учитывающий это снижение коэффициент m_b принят равным 0,85. Одновременно был исключен коэффициент 1,1, учитывающий заводское изготовление колонн. В новых нормах исключена также величина изгибного сопротивления бетона $R_{из}$ и несколько увеличено значение $R_{пр}$.

Все эти требования при расчете стволов колонн значительно снизили их несущую способность.

Сравнительный расчет стволов колонн сечением 400×400 мм основных типов по несущей способности дал следующие результаты (табл. 3.3).

Таблица 3.3. Изменение несущей способности колонн в зависимости от армирования

Марка бетона	Сечение арматуры	Несущая способность, кН		Снижение несущей способности, %
		по СНиП II-V.1-62	по СНиП II-21-75	
М 500	8Ø36A-III	5900	5050	14,4
М 400	4Ø36A-III	4160	3450	17
М 400	4Ø20A-III	3260	2580	20
М 300	4Ø16A-III	2340	1930	17,5

Моспроектом-1 совместно с НИИЖБ были рассмотрены различные варианты увеличения несущей способности колонн, в том числе за счет повышения марки бетона и введения стальных сердечников. Изменился подход к расчету стыков колонн. Расчетные сопротивления бетона колонн и бетона замоноличивания учитываются с коэффициентом условий работы соответственно $m_b^2 = 0,9$ и $m_b^2 = 0,8$. При наличии косвенного армирования только в бетоне колонны расчет производится либо с учетом этого вида армирования, но без учета расчетного сопротивления бетона замоноличивания, либо наоборот. К тому же в стыке колонны учитывается только стыкуемая арматура.

Для колонн Единого каталога прочность стыка колонн с учетом этих расчетных положений оказалась необеспеченной (неравнопрочной стволу колонны).

В связи с этим были разработаны колонны со сваркой всех рабочих стержней и с армированием бетона замоноличивания сетками косвенного армирования. Однако это решение привело к значительно увеличению трудоемкости работ (число свариваемых стержней в колонне 700×400 мм достигло 8 шт.) и ухудшению качества бетонирования стыка, поэтому было решено вернуться к ранее разработанной конструкции стыка колонн с угловой подрезкой и сваркой четырех угловых стержней.

Для обеспечения прочности стыка без учета бетона замоноличивания была пересмотрена конструкция косвенного армирования торцов колонн.

Увеличение марки бетона до М 600 и усиление косвенного армирования позволили повысить несущую способность стыка до величины, равной несущей способности ствола колонны.

Для обеспечения передачи усилия несвариваемых стержней и уменьшения трудоемкости работ на монтаже было рассмотрено решение о размещении стержней не с края колонны, а в центре и образовании сердечника с фрезерованными торцами при сохранении общего количества арматуры (рис. 3.9). При этом усилие от сердеч-

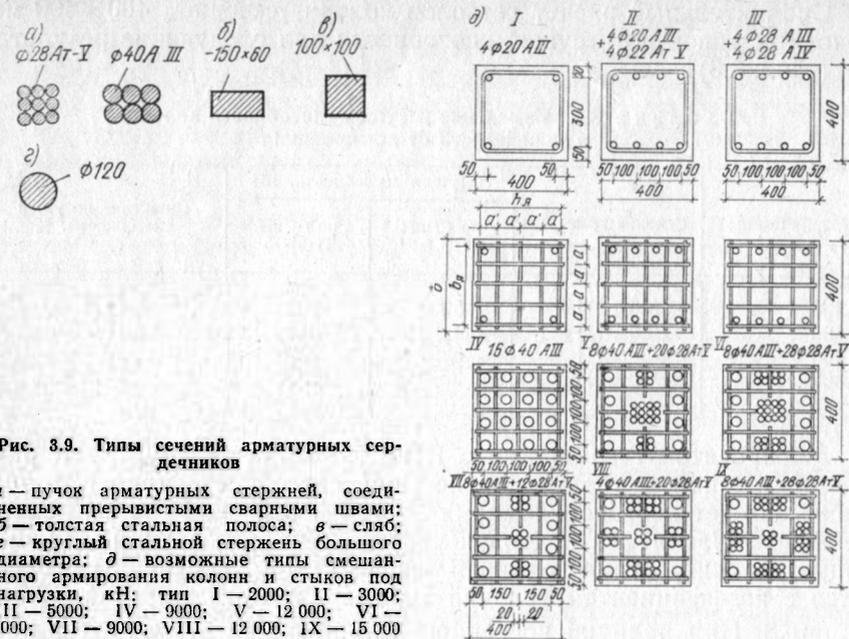


Рис. 3.9. Типы сечений арматурных сердечников

а — пучок арматурных стержней, соединенных прерывистыми сварными швами; б — толстая стальная полоса; в — сляб; г — круглый стальной стержень большого диаметра; д — возможные типы смешанного армирования колонны и стыков под нагрузки, кН: тип I — 2000; II — 3000; III — 5000; IV — 9000; V — 12 000; VI — 9000; VII — 9000; VIII — 12 000; IX — 15 000

ника к сердечнику в стыке элементов передается непосредственно, без сварки. Реактивные усилия, возникающие при сварке угловых стержней, создают значительное обжатие в соединении сердечников, что улучшает условия передачи действующих в них усилий. Соединение стержневых сердечников с торцевыми пластинами предполагалось осуществить путем заделки в гнезда на эпоксидной смоле, что позволило бы уменьшить объем сварки и исключить необходимость приторцовки.

Начиная с 1981 г. в стыках колонн под тяжелые нагрузки применяют торцевые листы, к которым приваривают половину продольных стержней арматуры колонны. Остальную часть стержней обрывают в зоне стыка и анкеруют в бетоне поперечными сварными сетками (рис. 3.10).

Привариваемые к торцовому листу стержни рассчитывают с полным расчетным сопротивлением арматуры на сжатие. Расчетное сопротивление обрываемых продольных стержней, примыкающих к торцевым листам, принимают сниженным с коэффициентом условий работы торцов несвариваемой арматуры $m_0 = 0,5$. Оставшаяся часть усилий компенсируется поперечным армированием сетками. Расчет стыка с частичным обрывом арматуры выполняют по формуле

$$N = m\varphi [R_{пр}^* F_{я} + R_{ac} F_a^{cb} + 0,5 R_{ac} F_o], \quad (3.1)$$

где F_a^{cb} — площадь привариваемых к листу стержней арматуры; F_o — площадь обрываемых стержней арматуры; $R_{пр}^*$ — приведенная призмная прочность.

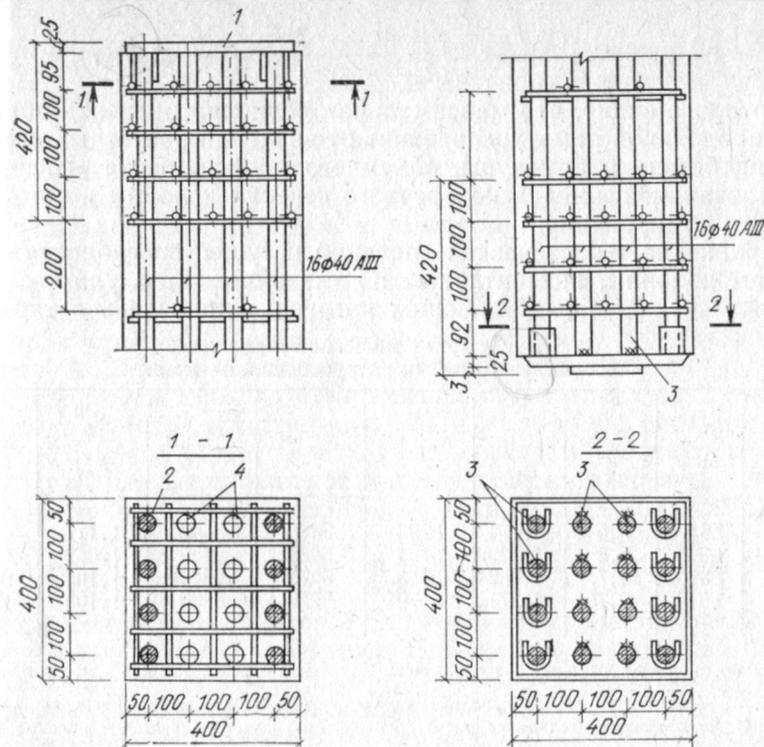


Рис. 3.10. Конструкции стыка колонны под большие нагрузки

1 — стальной торцовый лист 25 мм; 2 — сетки косвенного армирования; 3 — рабочие стержни, приваренные к торцовому листу; 4 — то же, не приваренные к листу

Прочность защитного слоя бетона в зоне стыка с обрывом арматуры определяют по методике СНиП, исключая продольную арматуру с учетом коэффициента приведения $n = 0,25 (R_a/R_{пр})$.

Длину анкеровки обрываемых продольных стержней колонн в бетоне, армированном поперечными сварными сетками, определяют из условия

$$l_{ан} = \frac{R_c - \gamma R_{пр}^*}{8R_p + 2,09\mu_k R_a^c} d_a, \quad (3.2)$$

где $\gamma = R_m/R_0$ — коэффициент влияния шва.

Проведенные НИИЖБ исследования показали возможность обрыва продольной сжатой арматуры колонн в контактных стыках без снижения прочности стыков и самих колонн при достаточной длине анкеровки стержней в бетоне, армированном поперечными сетками.

Максимальный процент продольной арматуры колонн, которую можно оборвать в стыке без снижения прочности колонны и стыка, определяется по выражению:

$$\mu_{max} = \frac{m_{ш} F_{я} (R_{пр} + k_{\mu_{к,max}} R_a^c) - R_{пр} F_b}{(R_a - R_{пр}) F_b} 100\%, \quad (3.3)$$

из которого видно, что максимальная величина процента обрываемой продольной арматуры зависит от значений расчетных характеристик бетона и арматуры, объемного коэффициента косвенного армирования, размеров поперечного сечения колонны и сеток косвенного армирования.

Сравнение теоретических значений несущей способности по сечениям колонны, подсчитанных по указанным формулам, с опытными значениями разрушающих нагрузок приведено в табл. 3.4.

Таблица 3.4. Сравнение теоретических и опытных значений разрушающих нагрузок

$R_{пр}$, МПа	$R_{пр}^*$, МПа	ϵ_0^x , см	η	$N_{ст}^T$, кН	$N_{к'}^T$, кН	$N_{р}^{оп}$, кН	$\frac{N_{р}^{оп}}{N_{ст}^T}$	$\frac{N_{р}^{оп}}{N_{к'}^T}$
27	55	6,5	1,174	3223	3883	3600	1,117	0,927
45,2	80,4	5,2	1,229	5464	6038	6750	1,052	0,954
44,4	80,6	5,7	1,262	5583	6525	6500	1,164	0,967
43,1	80,6	0,75	1,271	8079	8726	8950	1,105	1,025

Обозначения: $N_{ст}^T$ — теоретические значения разрушающей нагрузки в зоне стыка; $N_{к'}^T$ — то же, по стволу колонны; $N_{р}^{оп}$ — опытная разрушающая нагрузка; η — коэффициент, учитывающий увеличение расчетного эксцентриситета вследствие прогиба колонн.

При необходимости дальнейшего повышения несущей способности колонн и стыков их соединений возможно введение поперечного армирования в виде сварных сеток, что позволяет сохранить унифицированное сечение колонн (400×400 мм) при использовании высоких марок бетона в сочетании с продольной обычной (А-III) и особенно высокопрочной арматурой класса А-IV, А-VI (смешанной), работающей на сжатие с повышенным расчетным сопротивлением (до 500 МПа) и выше.

При этом возможно несколько разновидностей армирования. При использовании свариваемой арматуры ($R_{а.с.}=360$ МПа) выгодно сочетание с сетками для колонн нижних этажей при замене в них стальных сердечников с низким $R_{а.с.}=210$ МПа и устройством по концам колонн железобетонных стыков с поперечным армированием сетками с меньшим шагом и ванной сваркой выпусков арматуры.

МНИИТЭП совместно с НИИЖБ и объединением Крымжелезобетон были изготовлены такие колонны под тяжелые нагрузки (до 12 000 кН) со стыками на ванной сварке и возведены опытные каркасы зданий (до 10 этажей) в Москве и Симферополе.

При наличии несвариваемой высокопрочной арматуры (диаметром 28—30 мм), в том числе составленной в виде арматурных сердечников с поперечным армированием, смешанное армирование особенно эффективно, поскольку прочность и деформативность бе-

тона с поперечным армированием при сжатии повышается почти в 2 раза, а напряжения в сжатой арматуре достигают условного предела текучести $\sigma_{0,2}$.

Расчеты сечений с высокопрочной арматурой А-V, Ат-VI в колоннах под высокие нагрузки показывают возможность снижения расхода арматуры до 40 % по сравнению с расходом арматуры класса А-III. Стыки колонн в этом случае решаются приваркой стального листа ($\delta=12-16$ мм) по контуру.

Следующая разновидность — колонна унифицированного сечения с большим процентом армирования ($\mu_a=12,5\%$) с установкой по торцам стальных листов ($\delta=40$ мм), частично привариваемых к арматуре. Однако возможность применения колонн со столь высоким процентом гибкого армирования обуславливается преимущественно работой арматуры (до 75 % расчетной нагрузки), поэтому в расчетах колонн необходимо учитывать снижение $R_{а.с}$ на 10 %. Приварка всех стержней к листу технологически трудно выполнима, поэтому часть стержней обрывается и анкеруется в бетоне с сетками. При этом учитывается работа торцов несвариваемой (обрываемой) арматуры со стальными листами с коэффициентом условий работы $m_0=0,5$.

В настоящее время колонны с несущей способностью до 5000 кН включительно имеют арматурные выпуски для соединения друг с другом и вырезы бетона в торцах; колонны под нагрузки более 5000 кН имеют плоские стальные торцы.

Изменения конструкции стыка колонн происходили по мере накопления знаний о фактических условиях работы стыка, а также по мере роста технологических возможностей производства и технической оснащенности строительно-монтажных организаций.

Стык колонн с плоскими листами в торцах имеет внешнее сходство со стыком колонн гаражного каркаса серии 02 и телецентровского большепролетного каркаса, однако характеризуется рядом принципиальных отличий, в числе которых наличие тонкого слоя цементной пасты в стыке, приварка стержней колонны к торцовым листам с помощью ванной сварки, повышенная точность в изготовлении, обеспечивающая перпендикулярность плоскости стыка оси колонны (допуск 1°), и меньшая толщина опорного листа.

Следует также отметить последовательный рост удельной несущей способности сечения колонн и их стыков по отношению к предыдущим решениям.

Стволы колонн армируются пространственными каркасами, в которые входят продольная арматура, хомуты, сетки косвенного армирования и закладные детали. Хомуты располагаются «вразбежку», т. е. каждый хомут повернут по отношению к соседнему на $90-180^\circ$. В местах установки закладных деталей хомуты могут смещаться так, чтобы их шаг не превышал 350 мм.

Отпуск колонн с завода может производиться по достижении бетоном 70 % (не менее) проектной прочности при условии гарантии последующего набора прочности в соответствии с требованиями ГОСТа.

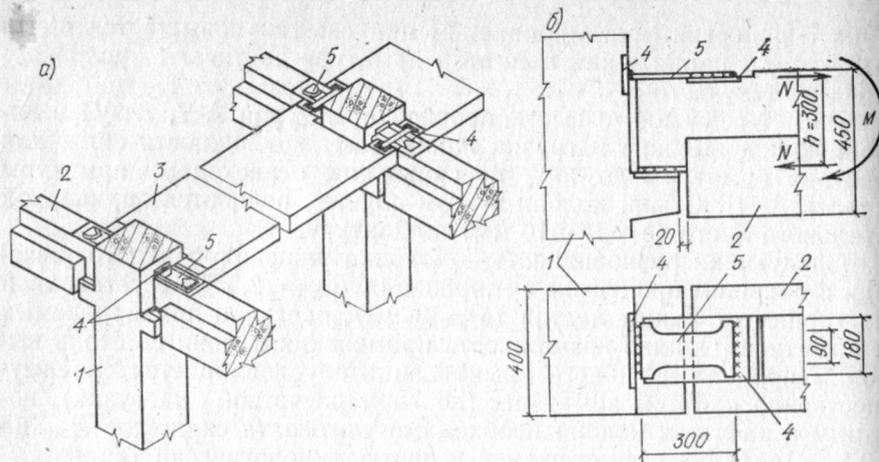


Рис. 3.11. Конструкции узла опирания ригеля на колонну в унифицированном каркасе

а — общий вид узла; б — конструкция и расчетная схема узла; 1 — колонна; 2 — ригель; 3 — настил-распорка; 4 — закладные детали; 5 — верхняя накладка

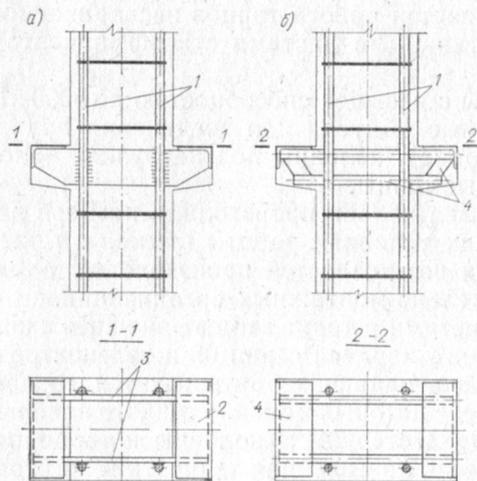


Рис. 3.12. Армирование консолей колонн

а — первоначальное решение армирования с жесткими листами, привариваемыми к арматуре; б — комбинированного типа без соединения с продольной арматурой колонны; 1 — арматурный каркас колонны; 2 — металлоконструкция консоли; 3 — стальной лист, приваренный к продольной арматуре колонны; 4 — комбинированная конструкция консоли

Узел сопряжения ригеля с колонной. Традиционным решением узла сопряжения железобетонной колонны и ригеля для гражданских и промышленных зданий до внедрения унифицированного каркаса было опирание ригеля на выступающую ниже ригеля консоль, открытую в интерьере (см. рис. 3.4, а).

Такое конструктивное решение неприемлемо в гражданских зданиях с повышенными требованиями к эстетическому оформлению интерьеров. В телецентровском каркасе принято опирание ригелей на подрезки колонн, что приводило к образованию ослабленной шейки и соответственно значительной металлоемкости стыка (см. рис. 3.4, б).

В отличие от принятых ранее решений, в унифицированном каркасе ригель опирается на колонну с помощью консолей, скрытых в его подрезке (рис. 3.11).

В узле осуществляется частичное защемление ригеля, обеспечивающее необходимую жесткость рам на монтаже, а также несколько облегчающее конструкцию ригеля*.

Опорный момент ригеля строго фиксирован, что достигается специальной конструкцией верхней монтажной детали — «рыбки», имеющей участок, на котором развиваются напряжения, соответствующие площадке текучести. Фиксированный опорный момент, одинаковый для всех конструктивных элементов, обеспечивает и наиболее благоприятные условия для унификации изделий. «Рыбка» воспринимает верхнюю горизонтальную составляющую опорного момента, нижняя составляющая воспринимается приваркой закладной детали в опорной части ригеля к консоли колонны. Исходя из конструктивных соображений и расчета рам на усилия, возникающие на монтаже, опорный момент ригеля принят равным для легкого каркаса $54 \text{ кН}\cdot\text{м}$, что оказалось наиболее экономичным по расходу стали и объему сварных соединений.

Рассмотрим более детально работу верхней накладки, от правильной конструкции которой зависит надежность всего узла. Растягивающие напряжения в верхней накладке могут превысить предел пропорциональности. Ограничение опорного момента значением $54 \text{ кН}\cdot\text{м}$ потребовало удлинения верхней накладки, которое учитывает возможность поворота опорного сечения ригеля. Абсолютное удлинение верхней накладки может достигнуть 2 мм , т. е. в ней неизбежны деформации текучести. Выход напряжений за предел пропорциональности предъявляет повышенные требования к металлу накладок, для которых следует применять спокойную или полуспокойную сталь (ВСтЗ или ВСтЗпс). Изготовление накладок обязательно должно вестись механическим способом, например штамповкой (резка накладок секторами без зачистки кромок может привести при высоких напряжениях к образованию трещин и разрыву металла).

Предел текучести стали СтЗ колеблется от 220 до 370 МПа. Установленное стандартом нижнее значение предела текучести 240 МПа, являющееся браковочным минимумом, весьма близко к его возможному наименьшему значению, и вероятность более низкого предела текучести практически ничтожна. Такой же обеспеченности соответствует верхнее значение предела текучести 350 МПа. Узел с «текучей» накладкой достаточно надежен потому, что ее сечение подобрано по нижнему значению предела текучести, а элементы, примыкающие к накладке и снимающие с нее усилия, и их соединения — по верхнему значению предела текучести.

Стремление максимально возможно сократить высоту консоли колонн для обеспечения оптимальной высоты опорной части ригеля

* Вместе с тем последними исследованиями и опытно-экспериментальным строительством (серия ИИ-04) установлена принципиальная возможность организации узлов соединения ригеля с колонной без их соединения по верху ригеля (только со сваркой в опорной части ригеля с консолью). Подобный тип узла должен пройти экспериментальную проверку и в многоэтажном строительстве Москвы для решения вопроса о его массовом внедрении.

ля потребовало значительного насыщения консоли арматурой. Однако это не привело ни к существенному увеличению расхода стали на армирование консоли, ни к заметному усложнению изготовления колонн.

В унифицированном каркасе длина и высота скрытой опорной консоли, рассчитанной на нагрузки до 550 кН, приняты равными 150 мм, что значительно меньше соответствующих размеров, принимаемых для коротких опорных консолей (длина 250—300 мм, высота 400—500 мм), армированных гибкой арматурой.

Исследования, выполненные МНИИТЭПом, показали, что уже при расчетных нагрузках 150—200 кН ограниченные габариты скрытых опорных консолей не дают возможности армировать их гибкой арматурой. Практика проектирования и анализ результатов испытаний позволили выработать рациональный способ армирования скрытых опорных консолей с помощью жестких стальных элементов.

Первоначально консоли колонн армировались листовой сталью, привариваемой к продольной арматуре каркаса (рис. 3.12, а). Однако это решение оказалось трудоемким и приводило к расщепке бетона стальными листами. Дальнейшие разработки показали возможность организации консоли комбинированного типа без соединения с продольной арматурой колонн (рис. 3.12, б).

Анализ результатов испытаний указанных технических решений показал, что характер напряженного состояния коротких консолей, армированных жесткими элементами обоих типов, по мере роста нагрузки меняется. Зависимость между сжимающими напряжениями в бетоне нижней зоны консолей и нагрузкой на консоль при начальных этапах нагружения близка к линейной. Опытные значения сжимающих напряжений на этих этапах незначительно отличались (в пределах 10 %) от напряжений, полученных из расчета консоли как изгибаемого элемента. Однако при нагрузках, соответствующих появлению трещин (в среднем 260 кН для консолей стержневой конструкции и 150 кН для консолей листовой конструкции), напряженное состояние нижней зоны меняется: резко сокращается прирост напряжений, а при дальнейшем увеличении нагрузки деформации изменяют знак. Как показали расчеты, выполненные для защемленной на опоре упругой балки-стенки, значения главных растягивающих напряжений при этих нагрузках близки к пределу прочности бетона при растяжении. Таким образом, характер напряженного состояния бетона консолей изменяется при появлении трещин. Однако выход из работы бетона нижней части консоли не вызвал заметного изменения напряженного состояния жестких элементов армирования. Опытное значение нагрузки, вызывающей текучесть верхних волокон, равно в среднем 650 кН (рис. 3.13). Расчеты, выполненные для упругой пластины, показали, что значение нагрузки, соответствующее текучести верхних волокон, близко к опытному (табл. 3.5).

Из сравнения опытных и расчетных величин сделан вывод, что консоли, армированные жесткими элементами, следует рассчиты-

Рис. 3.13. Эпюры деформаций металлических элементов консолей

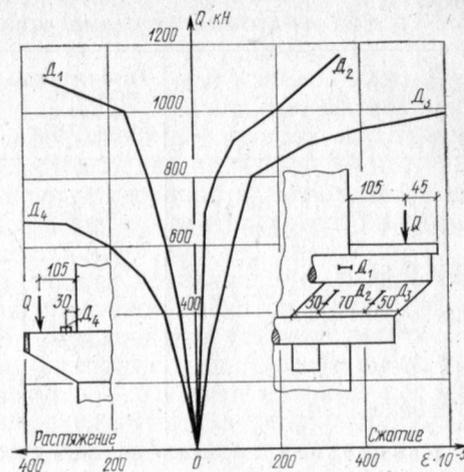
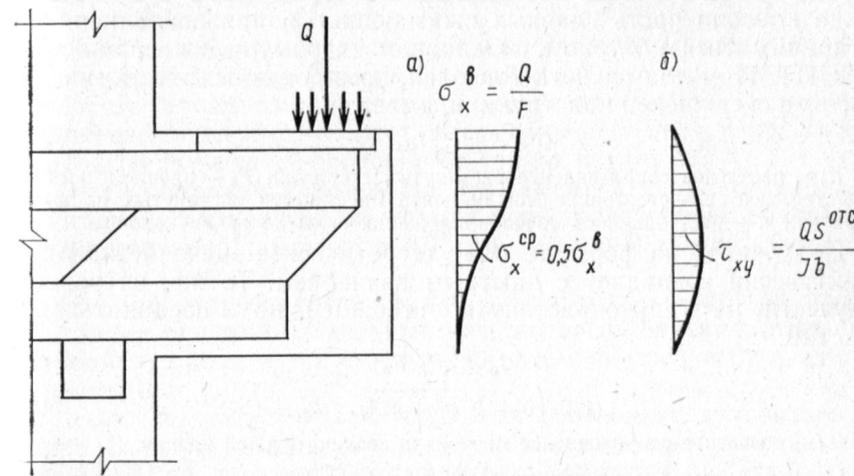


Рис. 3.14. Расчетная схема консоли стержневой (комбинированной) конструкции

а — эпюра нормальных напряжений; б — эпюра касательных напряжений



вать как стальные конструкции без учета влияния бетона. Для оценки напряжений, возникающих в элементах стержневой конструкции, исходили из расчетной схемы, приведенной на рис. 3.14.

Расчетная сила, вызывающая текучесть в соединительных планках жестких элементов от действия главных сжимающих напряжений: $Q_p = 876$ кН.

Из графика зависимости $Q—\epsilon$, построенного по результатам испытаний (см. рис. 3.13), видно, что нагрузка, при которой нарастание деформаций резко увеличивается, равна примерно 900 кН. Главные сжимающие напряжения по мере удаления от свободного конца жесткого элемента значительно уменьшаются. Напряжения в точках, расположенных ближе к свободному концу жестких элементов, в среднем в 2,5—3 раза больше, чем в точках, расположен-

Таблица 3.5. Результаты испытаний колонн по прочности

Тип колонны	Призменная прочность бетона колонн, МПа	Нагрузка на консоль, кН		
		$Q_{\text{опыт}}^1$	$Q_{\text{опыт}}^2$	$Q_{\text{опыт}}^{\text{max}}$
Двухконсольные:				
КР-39-4	27,9	1080	1090	1120
	27,7	1100	1090	1150
КР-39-6л	36	620	640	1070
	30,2	670	640	1050
Одноконсольные:				
КР-39-4	32,7	1120	1090	1150
	33	1090	1090	1150
КР-39-6л	44	630	640	1030
	43,1	650	640	1090

Примечание. Индекс «л» относится к листовой конструкции.

ных по грани колонны. Это объясняется тем, что при удалении от конца консоли часть главных сжимающих напряжений начинает восприниматься бетоном. Основная формула, предложенная МНИИТЭПом для расчета консолей, армированных жесткими элементами стержневой конструкции, имеет вид:

$$Q \leq R_a F_a z / a, \quad (3.4)$$

где R_a — расчетное сопротивление растянутых стержней; F_a — площадь растянутых стержней; z — расстояние между центрами тяжести растянутых и сжатых стержней; a — расстояние от точки приложения силы до грани колонны.

Полученное по формуле (3.4) теоретическое значение нагрузки практически совпадает с опытным значением. То же, из условия текучести не только растянутых стержней, но и соединительных пластин:

$$Q_a < z R_a F_a; \quad (3.5)$$

$$(1/2) (\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}) < R_n, \quad (3.6)$$

где R_n — расчетное сопротивление материала соединительной планки.

Напряжения δ и τ определяются по формулам:

$$\sigma = Q/nl\delta; \quad \tau = QS/nl\delta,$$

где Q — поперечная сила, действующая на консоль.

Эти формулы получены на основании известных формул теории упругости.

В связи с недостаточной изученностью влияния пластических деформаций стальных элементов на длительную прочность и деформативность консолей учитывать в расчете пластические свойства коротких консолей нецелесообразно.

Для расчета скрытых консолей в Моспроекте-1 использовали метод, при котором усилие, действующее на консоль, раскладывается на две составляющие, воспринимаемые верхними стержнями и условным подкосом. Сопоставление результатов расчета и опытных данных показало, что этот простой способ позволяет

оценивать несущую способность скрытых консолей с достаточной для практики точностью.

Наряду с определением прочности самой консоли важное значение приобретает передача усилия с консоли на ствол колонны. Листовая конструкция, приваренная к продольной арматуре колонны, на первый взгляд, кажется более надежной, чем стержневая, которая не приваривается к продольной арматуре, и поперечная сила с консоли передается через сравнительно небольшие площадки под стержнями каркасов.

Испытания обоих типов консолей показали, что листовая конструкция оказала не менее интенсивное раскалывающее действие на бетон, чем стержневая. Это объясняется тем, что при сосредоточенной передаче усилий через сварные швы с несущих стальных листов на продольные арматурные стержни колонны последние начинают оказывать поперечное давление на окружающий бетон. Таким образом, с точки зрения характера передачи усилия с консолей на ствол колонны листовая конструкция не имеет преимуществ перед стержневой, не связанной непосредственно с арматурой колонны.

При увеличении нагрузки на ствол колонны ее разрушение происходило вне зоны примыкания консолей, поэтому при высоком качестве бетонирования колонны в зоне примыкания консолей достижение предельного состояния консолей не влечет за собой уменьшения несущей способности ствола колонны.

Узел опирания колонны на фундамент. Опирание колонны на фундамент первоначально было осуществлено через сборный железобетонный башмак (рис. 3.15, а), имеющий гнездо для установки и крепления колонны.

В этом узле передача усилий, достигающих 6000 кН, происходит через прочный растворный шов, который, будучи заключенным в обойму, работает на смятие. При этом не требуется соединения арматуры.

В последующем был осуществлен переход на другой тип узла (рис. 3.15, б), обеспечивающий унификацию всех узловых соединений колонн, простоту изготовления и монтажа.

Подбор типов колонн при проектировании каркаса. В целях экономии металла на закладных деталях осуществляется «адресная» поставка колонн, при которой проектные организации совместно с заводами ЖБИ выделяют и исключают неиспользуемые в данном конкретном проекте закладные детали (в соответствии со схемами установки типовых закладных деталей) (рис. 3.16).

При этом вся система колонн делится на типовые, безадресные, с типовыми закладными деталями одного вида в строго фиксированных положениях (и соответственно количестве) и «адресные» для конкретных объектов с надлежаще обоснованными комбинациями типовых деталей, устанавливаемых в заранее определенных и строго фиксированных местах.

В набор колонн унифицированного каркаса входят также фасадные колонны с увеличенной консолью на фасаде, обеспечи-

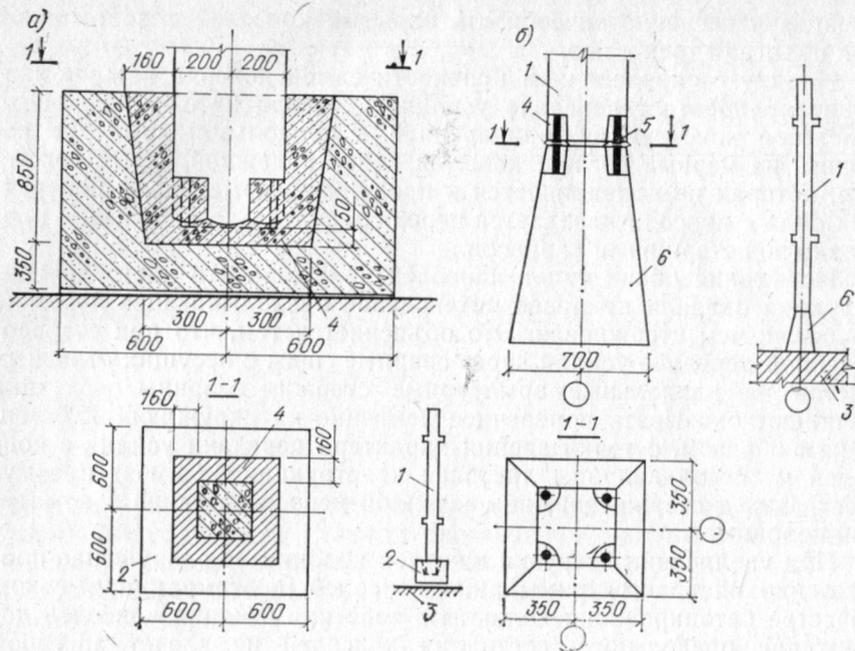


Рис. 3.15. Узел опирания колонны на фундамент
 а — через сборный железобетонный башмак; б — через призматический подколонник; 1 — колонна; 2 — башмак; 3 — фундамент; 4 — монолитный бетон М300; 5 — ванная сварка арматурных стержней; 6 — подколонник

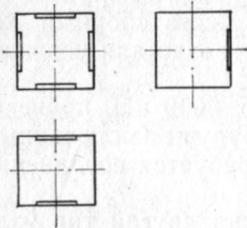


Рис. 3.16. Комбинации типовых закладных деталей

вающей опирание на нее фасадных элементов перекрытий, имеющие в консоли отверстие для пропуска стояков отопления; фасадные колонны с длинными консолями (в сторону фасада) для образования балконов и лоджий; колонны с повышенной высотой консоли для опирания ригелей тяжелого каркаса (высотой 600 и 900 мм), имеющих соответствующие подрезки на опорах, и др.

Подбор типовых отдельно стоящих колонн для конкретных условий объекта состоит в сопоставлении действующих усилий с несущей способностью колонн, указанной в рабочих чертежах. При этом учитывается наличие изгибающих моментов, передаваемых колоннам в узлах примыкающими элементами, и возможность случайного эксцентриситета от смещений и переломов осей колонн в стыках. Изгибающие моменты в плоскостях ригелей определяются вертикальными нагрузками на консолях колонн и моментами защемления ригелей.

Моменты защемления ригелей определяются приложенными к ним нагрузками, ограничиваются пределом текучести стальных верхних соединительных деталей и должны приниматься по предельным расчетным значениям.

Изгибающие моменты в плоскости, перпендикулярной ригелям, определяют по расчетным схемам в предположении свободного опирания панелей перекрытий. При этом учитывают возможность неравномерного нагружения пролетов перекрытия полезными нагрузками.

Расчетная схема колонн предусматривает их работу как неразрезных внецентренно сжатых стержней на сочетание продольных сил и изгибающих моментов.

В большинстве случаев достаточно рассмотрения двух сочетаний: $N_{max}-M_{min}$ и $N_{min}-M_{max}$. В этих случаях прочность колонн проверяется при эксцентриситете продольного усилия e_0 по статическому расчету, но не менее случайного начального эксцентриситета, определенного в соответствии с указаниями СНиП.

Проверка на косо внецентренное сжатие производится при эксцентриситете e_0 в двух направлениях, превышающих случайные эксцентриситеты. В остальных случаях проверку прочности выполняют отдельно для двух направлений в плане.

Для колонн унифицированного каркаса сечением 400×400 мм эксцентриситеты при проверках нормальных сечений рекомендуются учитывать для следующих расчетных случаев:

- 1) $e_{ox}^p < e_{ox}^{сл}; e_{oy}^p < e_{oy}^{сл} \dots e^{сл}$ — в плоскости наименьшей жесткости
- 2) $e_{ox}^p > e_{ox}^{сл}; e_{oy}^p > e_{oy}^{сл} \dots e_{ox}^p; e_{oy}^p$ — косо внецентренное сжатие
- 3) $e_{ox}^p > e_{ox}^{сл}; e_{oy}^p < e_{oy}^{сл} \dots$ а) e_{ox}^p — при проверке в плоскости эксцентриситета
 б) $e_{oy}^{сл}$ — при проверке в плоскости, нормальной расчетному эксцентриситету.

Обозначения: e_{ox}^p, e_{oy}^p — расчетные эксцентриситеты в плоскости осей x и y сечения колонн; $e_{ox}^{сл}, e_{oy}^{сл}$ — случайные эксцентриситеты в соответствии со СНиП.

Для сокращения расчетов при подборе колонн управлением Моспроект-1 разработаны графики несущей способности колонн (рис. 3.17).

Продольная сила N , воспринимаемая колонной при внецентренном сжатии, определяется на оси ординат по кривым для различных значений $K_{дл}$ в зависимости от момента M_x или M_y (ось абсцисс) по графикам, выбираемым в зависимости от типа колонны (армирование и свободная длина) и m_{01} .

2. ПОДКОЛОННИКИ

В системе унифицированного каркаса нагрузки от колонн сечением 400×400 мм передаются фундаментом через сборные железобетонные элементы — подколонники типа башмаков (стаканного типа) или пирамид. В ряде случаев колонны опираются в «стаканы» монолитных фундаментов.

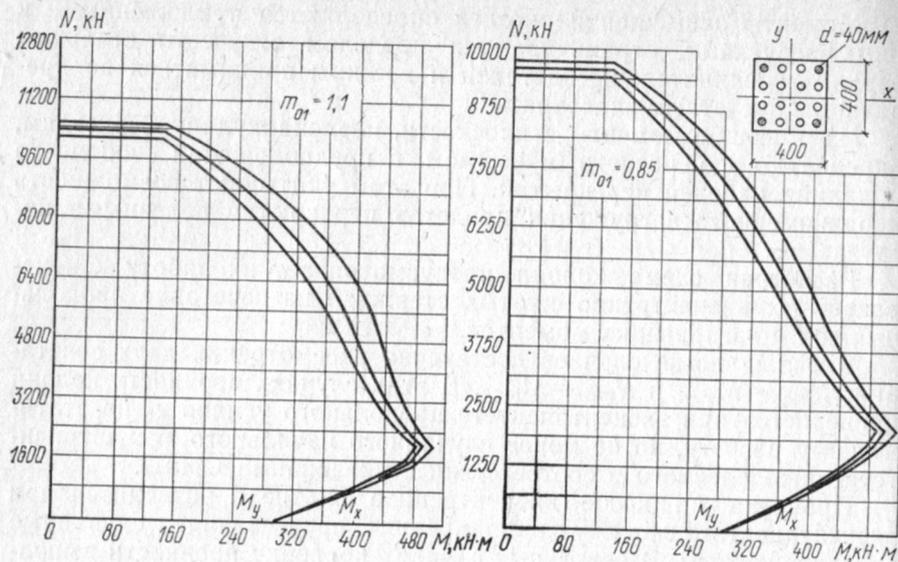


Рис. 3.17. График несущей способности колонн. Кривые построены для $k_{дл} = 1,0; 1,5; 2,0$

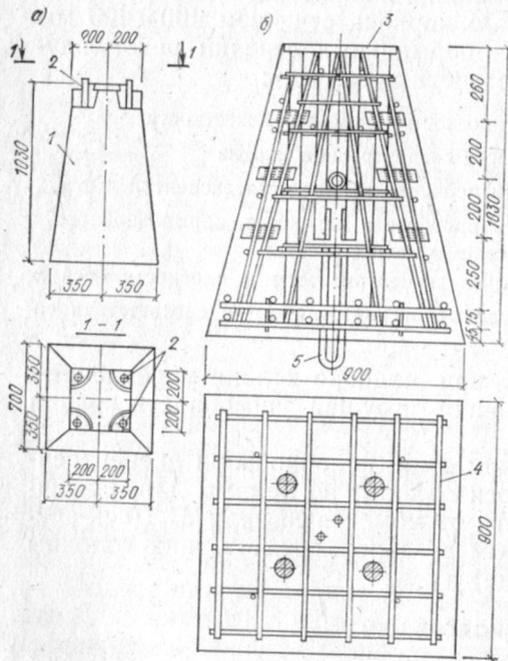


Рис. 3.18. Подколонники пирамидального типа

a — с выпусками арматуры (опалубка); *б* — с плоским стальным торцом в верхней части (армирование); 1 — подколонник; 2 — выпуски арматуры в вырезах; 3 — стальная опорная плита; 4 — сетки поперечного армирования; 5 — подъемная петля

Подколонники устанавливаются на фундаменты здания (для опирания на грунты основания подколонники не предназначены) свободно через растворные швы, в которых не следует допускать появления растягивающих напряжений при расчетных сочетаниях усилий.

Крепление подколонников к фундаментам назначается в зависимости от условий монтажа конструкций. Подколонники рассчитаны на нагрузку 8600 кН (расчетная нагрузка).

Подколонники пирамидального типа (рис. 3.18) выполняются

из бетона марки М 300. Все арматурные изделия, изготавливаемые из стали класса А-III, перед установкой в форму объединяются в пространственный каркас. Подколонники имеют модификации по опорной части колонн в зависимости от конструктивного решения колонны — с выпусками арматуры (рис. 3.18, *a*) или с плоским стальным листом в торце (рис. 3.18, *б*).

Отпуск изделий с завода-изготовителя в летний период допускается с прочностью бетона, равной 70 % проектной марки, при условии, если гарантируется достижение бетоном в возрасте 28 дней проектной прочности при нормальных условиях твердения. В зимний период отпускная прочность должна составлять 100 % проектной.

3. РИГЕЛИ

Ригели унифицированного каркаса запроектированы Т-образного сечения с полкой понизу для опирания на нее настилов перекрытий. Такая конструкция ригеля позволяет уменьшить размер выступающей в интерьер части ригеля на толщину перекрытия. В опорной части ригели имеют подрезки, соответствующие размеру консоли колонн, в результате чего сопряжение ригеля с колонной осуществляется без выступающих в интерьер консолей или их частей (имитация рамного узла). Ригели легкого каркаса имеют ширину понизу, равную ширине колонн (400 мм), высоту 450 мм с высотой полки для опирания настилов 250 мм (рис. 3.19). К консолям колонн они привариваются в двух уровнях, обеспечивая частичное защемление с величиной опорного момента, равной 54 кН·м. Значение опорного момента регулируется пределом текучести монтажных деталей («рыбок»).

Рыбки изготавливаются холодной штамповкой из листовой или полосной стали марки Ст20 с повышенным пределом текучести $\sigma_T^{\max} = 350$ МПа и относительным удлинением при разрыве не менее 23 %. Длина «рыбок» назначена из условия ограничения максимальных пластических удлинений рабочего участка «рыбки» не более 3 %. При испытаниях «рыбок» их разрыв должен происходить по шейке.

На рис. 3.20 представлены конструкции «рыбок», соответствующие различным конструкциям опорной части ригеля и технологическим процессам их изготовления.

Ригели легкого каркаса рассчитаны на унифицированную расчетную нагрузку, приложенную к нижним полкам ригеля и равную для рядовых ригелей 72 и 110 кН/м. Исходя из этих нагрузок ригели законструированы на сосредоточенное и распределенное опирание элементов перекрытия шириной 1,2 и 1,8 м из условия, что их боковые грани располагаются на модульных осях. Расчетные схемы ригелей приведены в табл. 3.6.

Ригели тяжелого каркаса рассчитаны на нагрузки от настилов перекрытий шириной 1,5 м.

Сосредоточенные нагрузки от вспомогательных балок на полки

Таблица 3.6. Расчетные усилия в ригелях

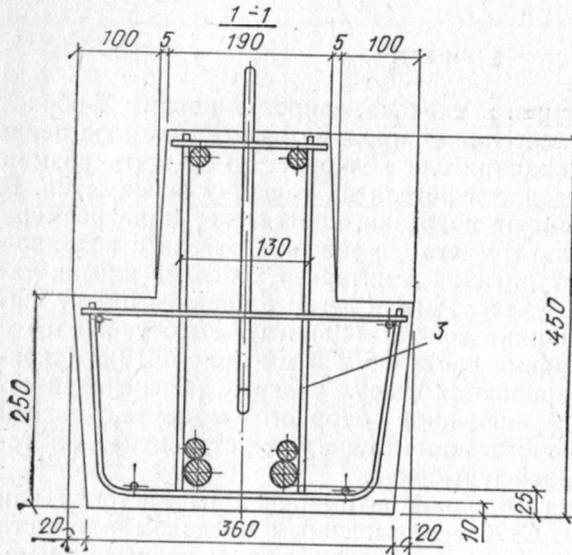
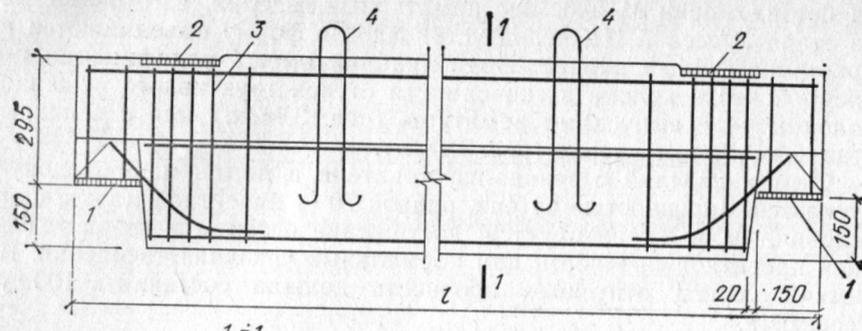


Рис. 3.19. Конструкция ригеля легкого каркаса

1—нижняя опорная закладная деталь для приварки к консоли колонны; 2—верхняя закладная деталь для приварки «рыбки»; 3—пространственный арматурный каркас; 4—монтажные петли

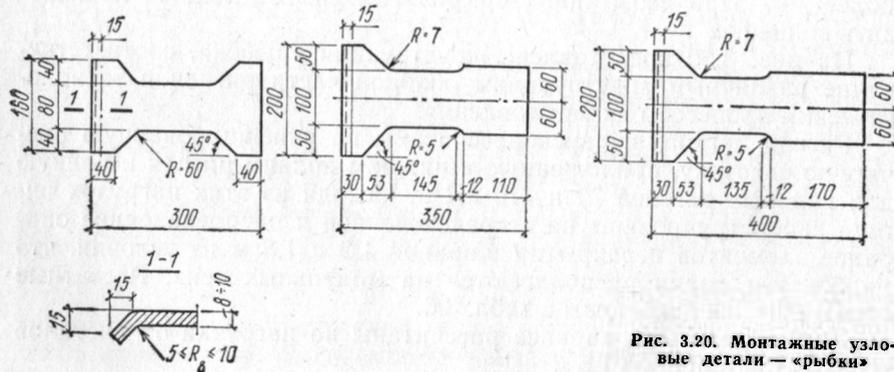
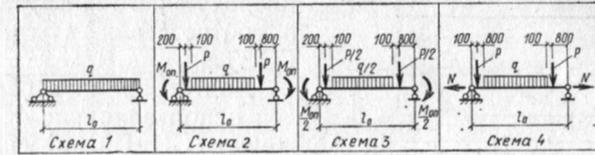


Рис. 3.20. Монтажные узловые детали — «рыбки»



Расчетный пролет l_0 , мм	Расчетная нагрузка от собственного веса q , кН/м	Максимальные суммарные расчетные усилия в сечениях по схемам							
		1 и 2		1 и 3			1 и 4		
		Отрицательный момент на опоре $M_{оп}^-$, кН·м	Положительный момент в пролете, кН·м	Отрицательный момент на опоре $M_{оп}^+$, кН·м	Положительный момент в пролете, кН·м	Максимальная поперечная сила на опоре Q , кН	Положительный момент в пролете, кН·м	Максимальная поперечная сила на опоре, кН	слева
2,4	4	52	18	28	10	72	70	140	86
			52	41	11	108	107	211	129
3	4		72		52	84	100	162	110
			98		23	125	153	244	164
3,6	4		84		73	95	139	184	133
			152		52	142	207	276	200
4,2	4		130		97	107	185	206	156
			224		89	160	279	311	233
4,8	4		180		123	119	235	228	180
			298		128	177	353	344	270
5,4	4		238		154	131	293	251	203
		3,3		238		154	131	293	251
6	4		386		173	195	441	378	304
	4		303		188	143	358	273	226
	3,3		303		188	143	358	273	226
	4		483		223	212	538	411	339

Примечания: 1. В схемах 1, 2, 4 нагрузка приложена к двум полкам ригеля симметрично относительно вертикальной оси поперечного сечения; в схеме 3 — к одной из полок ригеля.

2. $P=64,8$ кН для ригелей несущей способности ~ 80 кН·м; $P=99$ кН для ригелей несущей способности ~ 120 кН·м.

3. Продольное растягивающее усилие в уровне верхних закладных деталей $N=200$ кН.

ригелей должны передаваться через жесткие распределительные траверсы из уголкового стали или швеллеров, подбираемых в зависимости от типа ригеля и характера сосредоточенной нагрузки. Распределительные траверсы могут выполняться из монолитного железобетона.

Ригели выполняются из бетона марок М 300, М 400 и М 500 и армируются пространственными каркасами, в которые вводят плоские каркасы, сетки и закладные детали, объединенные с помощью дуговой или контактной сварки (см. рис. 3.19).

Поставка ригелей с завода может производиться по достижении

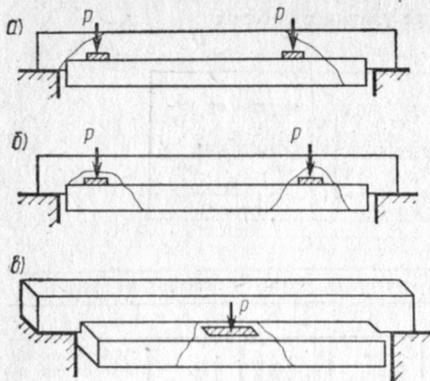


Рис. 3.21. Схема развития трещин
 а — наклонные трещины; б — трещины отрыва; в — трещины откола

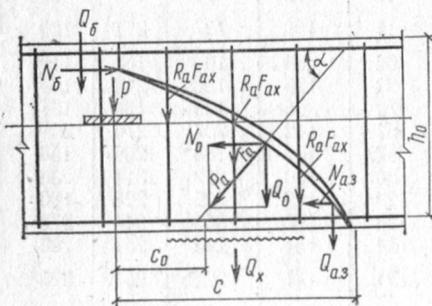


Рис. 3.22. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

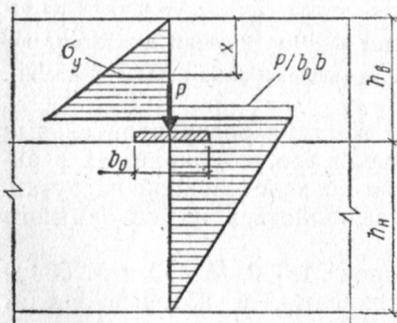


Рис. 3.23. Схема усилий при расчете прочности ребра ригеля на отрыв

бетоном не менее 70 % проектной прочности при условии гарантии последующего набора прочности в соответствии с требованиями ГОСТа.

Долгое время в расчете ригелей использовались общие положения СНиП, не учитывающие специфических особенностей их работы, связанных с приложением нагрузки в пределах высоты сечения. Многочисленными производственными испытаниями было установлено, что не все требования норм подтверждают результаты опытов. В частности, расчет ригелей на действие поперечных сил (в том числе и на кручение) давал более низкую их несущую способность, чем это следовало из опытов. Недостаточно достоверным был расчет полки ригеля на откол.

В связи с этим НИИЖБ совместно с Моспроект-1 и заводами ЖБИ № 11 и 13 провели исследования, направленные на усовершенствование методов расчета ригелей, учитывающих специфику их работы, и в конечном счете на определение наиболее рационального армирования этих конструкций. Анализ опытов НИИЖБ и КТБ Мосоргстройматериалов на ригелях с полкой в растянутой зоне выявил закономерности в характере образования и развития трещин, а также формы разрушения ригелей. По нагрузке, расположенной на полке по обеим сторонам ребра, возникают нормальные трещины в растянутой зоне ригеля, а затем и наклонные трещины в ребре над полкой, вызванные общим изгибом ригеля. С повышением нагрузки появляются местные трещины вблизи сосредоточенных грузов, связанные с изгибом пол-

ки относительно ребра и последующим отколом от ребра части полки под сосредоточенным грузом, либо с отрывом части ребра вместе с полкой над грузом. Одновременно образующаяся вертикальная трещина в месте примыкания полки к ребру в зоне приложения сосредоточенной нагрузки распространяется на верхнюю грань полки в связи с закручиванием этого участка полки (рис. 3.21). Трещины отрыва появляются одновременно с горизонтальными трещинами в ребре над площадкой приложения нагрузки и развиваются к нижней грани ригеля. Разрушение ригеля может произойти по наклонному сечению, проходящему по наклонной трещине в ребре, по сечению, проходящему по трещине отрыва, огибающей сосредоточенный груз, или по сечению, проходящему по трещине выкалывания полки в месте приложения груза.

По главе СНиП II-21-75 производится суммирование поперечной арматуры, получаемой из расчета по наклонному сечению и по сечению отрыва, что существенно завышает ее количество. Это связано с тем, что методика расчета СНиП по наклонным сечениям не учитывает некоторых факторов, в том числе положения нагрузки по высоте элемента.

Для уточненной оценки требуемого количества поперечной арматуры использовали более совершенный метод, разработанный в НИИЖБ. Этот метод основан на определении внутренних усилий в наклонном сечении исходя из фактического напряженного состояния в элементе и на совместном использовании уравнений равновесия моментов, поперечных и продольных сил. Метод учитывает закономерности в характере образования и развития трещин, а также формы разрушения ригелей, выявленные при испытаниях.

Расчет прочности наклонных сечений (рис. 3.22) производится из условия:

$$Q < Q_0 + Q_{a.з} + Q_0 + Q_x,$$

где Q — поперечная сила от внешней нагрузки, действующая в наклонном сечении, т. е. равнодействующая всех поперечных сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом рассматривается наиболее невыгодное расположение сечений, огибающих сверху место приложения сосредоточенной нагрузки; Q_0 — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении; $Q_{a.з}$ — усилие, воспринимаемое нагельными силами в продольной арматуре и силами зацепления в наклонной трещине; Q_0 — усилие, воспринимаемое отгибами, пересекающими наклонное сечение; Q_x — усилие, воспринимаемое хомутами, пересекающими наклонное сечение.

Применение этого метода позволяет производить независимый расчет по наклонному сечению и по сечению отрыва, учитывая всю поперечную арматуру, попадающую в рассматриваемое сечение, т. е. руководствуясь общим подходом к расчету сечений по предельным усилиям. Разрушению элемента по трещине отрыва предшествует образование горизонтальной трещины над площадкой приложения сосредоточенного груза, поэтому необходимо выснить возможность возникновения трещины отрыва.

Для расчета на образование горизонтальной трещины отрыва (рис. 3.23) можно использовать условие: $\sigma_y \leq R_p$. Если оно не удовлетворяется, то необходимо проверить прочность сечения,

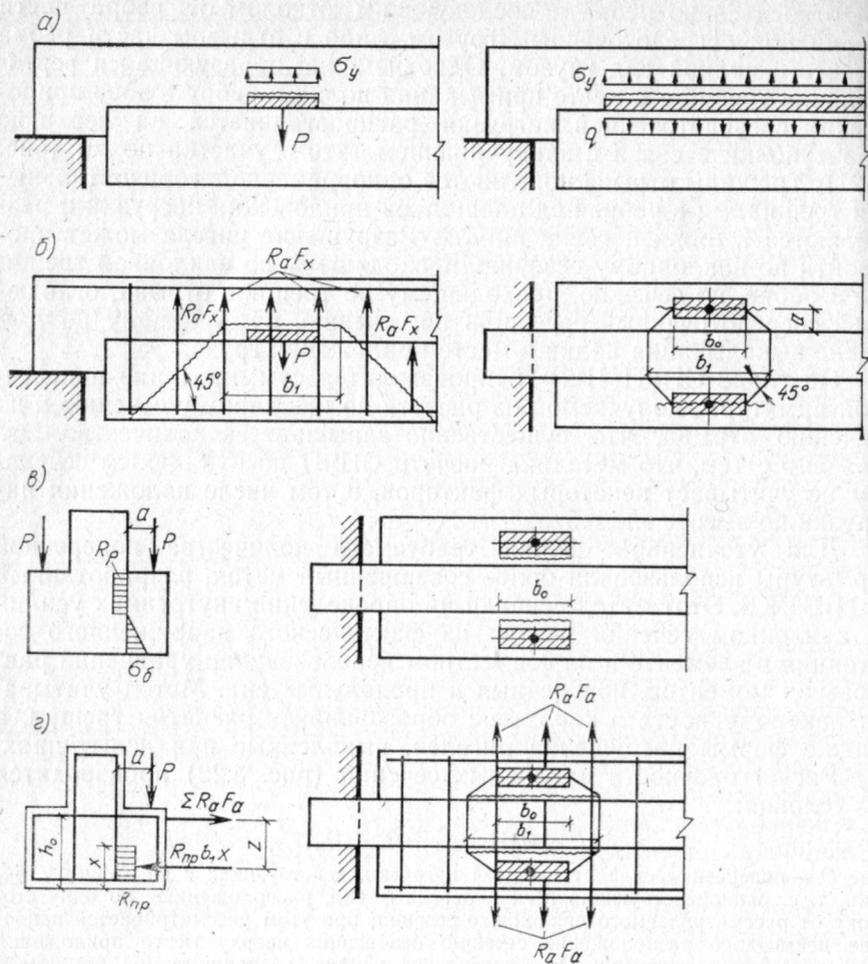


Рис. 3.24. Расчетные схемы для различных форм образования трещин и разрушения: образование трещин отрыва (а) и откола (в); разрушение по сечению отрыва (б) и откола (г)

проходящего по трещине отрыва (рис. 3.24), введя в расчет поперечную арматуру, пересекающую эту трещину. Расчет производится по уравнению равновесия поперечных сил: $P \leq \Sigma R_a F_x$.

Особенностью рассматриваемых конструкций является то, что сосредоточенная нагрузка прикладывается на ограниченной площадке в пределах широкой консоли — полке ригеля, поэтому важное значение имеет установление размеров зоны отрыва, вводимой в расчет. Для оценки величины напряжений эта зона ограничивается размерами площадки b_0 , на которой действует сосредоточенная нагрузка. Горизонтальная трещина развивается на некоторое расстояние в стороны от краев опорной площадки в связи с тем, что нагрузка с полки на ребро передается по более широ-

кому участку, чем размеры опорной площадки. Горизонтальный участок трещины отрыва с учетом опытных данных $b_1 = b_0 + 2a$ (a — расстояние от центра приложения сосредоточенного груза до грани ребра). Наклонные участки принимаются под углом 45° до пересечения с нижней продольной арматурой. Расчет на образование трещины отрыва от равномерно распределенной нагрузки (см. рис. 3.24) производится из условия $\sigma_y^0 \leq R_p$.

Для обеспечения надежных и в то же время рациональных размеров полки и их армирования оказалось необходимым разработать методику расчета, которой нет в СНиП II-21-75, на откол при действии сосредоточенной нагрузки, приложенной к широкой консоли. Отколу части полки также предшествует возникновение вертикальной трещины в месте примыкания полки к ребру, вызванной ее изгибом в поперечном направлении, поэтому вначале производится проверка возможности появления этой трещины. С достаточной осторожностью ее можно выполнить как расчет на образование трещины в нормальном сечении по грани примыкания полки к ребру на действие изгибающего момента от сосредоточенного груза (см. рис. 3.24) $M \leq M_t$. Если это условие не выполняется, то проверяется прочность сечения, проходящего по трещине откола, введением арматуры, расположенной у верхней полки нормально к ребру и пересекающей трещину откола. При отколе части полки в зоне действия сосредоточенного груза происходят поворот и смещение отколовшегося блока относительно ребра и оставшейся части полки. В результате сопротивление откола можно приблизительно представить в виде сопротивления действию момента и поперечной силы.

Расчет на действие изгибающего момента в сечении примыкания полки к ребру (см. рис. 3.24) выполняют с учетом условия: $M \leq \Sigma R_a F_a z_0$, а на действие поперечной силы с достаточной осторожностью — из условия $Q \leq (\frac{2}{3}) R_{cp} b_1 h_0$, где R_{cp} — предельное скалывающее напряжение в бетоне: $R_{cp} = 2,5 R_p$.

Следует иметь в виду, что при расчете на откол сопротивления бетона и арматуры на участках примыкания откалывающего блока к остальной части полки идут в запас прочности. На основе рассматриваемой методики было проведено проектирование усовершенствованных типов ригелей пролетом до 6,6 м под нагрузку 72 кН/м и их испытание. Расчет прочности по наклонным сечениям определил требуемое количество поперечной арматуры. Трещина отрыва по расчету не возникает (расчетная нагрузка на 20 % меньше усилия ее образования), и специальной проверки прочности по трещине отрыва с учетом поперечной арматуры не требуется. Дополнительный расчет по условной трещине отрыва, проведенный с целью выявления потенциальных возможностей такой конструкции, показал, что поперечной арматуры, поставленной из расчета прочности по наклонным сечениям, достаточно для обеспечения прочности по сечению отрыва.

Для ригелей с полкой высотой 25 см вертикальные трещины откола по расчету не образуются, поэтому арматуру в полках для

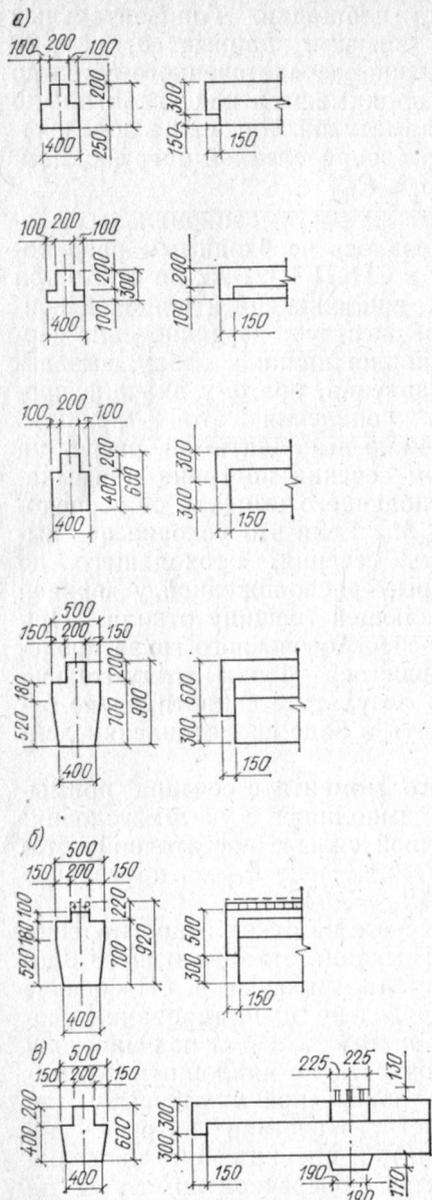


Рис. 3.25. Сечения ригелей легкого каркаса
 а — рядовых; б — сборно-монолитного;
 в — консольного

Ригели легкого каркаса соответствуют нагрузкам на перекрытие 6 и 12,5 Н/м² и высоте панелей перекрытия 220 мм, ригели тяжелого каркаса — нагрузкам 12,5; 16 и 27 кН/м² и панелям перекрытия высотой 400 мм.

ригелей устанавливали по конструктивным соображениям. Для ригелей с полкой высотой 10 см условие расчета по образованию трещины откола не удовлетворялось, вследствие чего производили расчет прочности по сечению откола, из которого определяли требуемое количество арматуры в полке. Испытания подтвердили принятые расчетные предположения.

В результате применения усовершенствованных ригелей среднее сокращение расхода арматуры составило около 20 кг на 1 м³ железобетона, что, например, при минимальном выпуске ригелей (25 тыс. шт/год) на заводе ЖБИ № 11 дало экономию стали около 500 т.

По мере развития унифицированного каркаса в направлении увеличения пролетов и нагрузок на перекрытия были разработаны и освоены ригели высотой 600, 900, 800 и 700 мм (последние с добетонировкой на стройплощадке соответственно на 100 и 200 мм) на нагрузки от 110 до 215 кН/м. Учитывая ограниченные возможности восприятия вертикальных нагрузок консолью колонны с высотой сечения 150 мм, были введены в дополнение к усиленным консолям с высотой сечения 150 мм консоли с высотой сечения 300 мм под расчетные нагрузки до 110 кН, что потребовало соответствующих подрезок ригелей на опорах.

Схема образования семейства рядовых ригелей легкого и тяжелого каркасов представлена на рис. 3.25 и 3.26.

Ригели легкого каркаса соответствуют нагрузкам на перекрытие 6 и 12,5 Н/м² и высоте панелей перекрытия 220 мм, ригели тяжелого каркаса — нагрузкам 12,5; 16 и 27 кН/м² и панелям перекрытия высотой 400 мм.

Если колонны и ригели легкого каркаса предназначены для связевых схем и могут использоваться для образования малонагруженных одно-двухэтажных рам малоэтажных зданий или верхних этажей многоэтажных зданий, то тяжелый каркас позволяет проектировать здания как по связевым схемам (наиболее распространенный случай), так и по рамным. В последнем случае основу конструктивной системы каркасных зданий составляют плоские рамы с упругопластическими приспособляющимися узлами. Такие свойства узла обеспечивают верхние стальные соединительные детали («рыбки») прикрепления ригелей к колоннам.

В начальный период эксплуатации, до приложения к зданию горизонтальных ветровых нагрузок, эти соединительные детали работают как упругопластические элементы. Усилия в них и соответственно в узлах ограничиваются сечением рабочего участка и пределом текучести стали.

После многократных приложений к зданию максимальных нагрузок всех видов (вертикальных и ветровых в двух направлениях) узлы получают остаточные деформации, в результате чего при любых сочетаниях нагрузок рама работает упруго, происходит так называемое приспособление. При этом опорные моменты в ригелях, вызываемые вертикальной нагрузкой, вследствие остаточных удлинений «рыбок» снижаются, и напряженно-деформированное состояние ригелей, определяемое вертикальной нагрузкой, приближается к характерному для шарнирно опертых балок. При действии горизонтальных нагрузок ригели работают как элементы рам с упругоподатливыми узлами. Соединительные детали предусмотрены из мягкой строительной стали ВСтЗсп5, длина рабочих участков деталей назначена из условия ограничения остаточных деформаций относительным удлинением не более 3%, что предотвращает образование трещин и надрывов.

Каркасы, ригели которых загружены нагрузками от перекрытий, образуют рамы первого вида. Такие рамы образуются без добавочных элементов и усиления типовых уз-

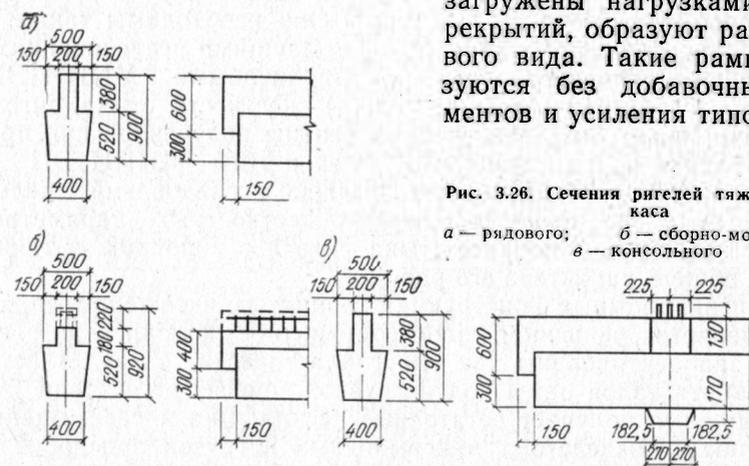


Рис. 3.26. Сечения ригелей тяжелого каркаса
 а — рядового; б — сборно-монолитного;
 в — консольного

лов и предназначены для малоэтажных зданий с тяжелым каркасом в пределах возможностей типовых сборных железобетонных колонн, работающих на сочетании продольных сил и изгибающих моментов. При этом несущая способность колонн по сжатию может не использоваться. Полное использование несущей способности сборных колонн по сжатию достигается в связевых каркасах.

Каркасы, ригели которых не нагружены нагрузками перекрытий, образуют рамы второго вида с узлами, работающими преимущественно в упругой стадии. Такие рамы образуются путем установки дополнительных ригелей перекрытий перпендикулярно основным и применяются обычно в чисто рамных каркасах для обеспечения необходимой жесткости здания в направлении, перпендикулярном рамам первого вида.

Рамы второго вида, имеющие повышенную металлоемкость и трудоемкость по сравнению с диафрагмами жесткости, могут применяться только в вынужденных случаях, когда устройство диафрагм жесткости невозможно. При использовании таких рам для обеспечения общей устойчивости сооружения и восприятия горизонтальных нагрузок несущая способность колонн по сжатию недоиспользуется.

В протяженных в плане зданиях, как правило, рамы первого вида располагаются в поперечном направлении, а рамы второго вида — в продольном.

Ригели консольных свесов предназначены для связевых каркасов (см. рис. 3.25 и 3.26).

В тяжелом каркасе существовавшая ранее конструкция стыка ригеля с колонной принципиально не изменилась, однако в связи со значительным увеличением расчетных усилий в опорном сечении, более ответственным и разнообразным характером работы стыка (при разгрузке на обратный момент), а также некоторыми усовершенствованиями формы и способа крепления «рыбки» к верхней арматуре ригеля потребовалось провести соответствующие экспериментальные исследования. Они необходимы также и в связи с тем, что, как установлено предыдущими исследованиями стыков унифицированного каркаса, выполненными МНИИТЭП, действительная (получаемая из опыта) жесткость стыка ригеля с колонной может быть значительно меньше полученной при принятой методике проектирования. В связи с этим МНИИТЭП в 1981 г. проведен дополнительный комплекс исследований, целью которых было получение достоверных жесткостных параметров принятого в тяжелом каркасе стыка ригеля с колонной, а также изучение общего характера его работы.

Специфика рамных конструкций, принятых в тяжелом каркасе, определяется решением узлов сопряжения колонн и ригелей, которые запроектированы как упругопластические связи. Пластическая работа узлов рамы под нагрузкой зависит от истории загрузки; рама получает остаточные деформации и перемещения и лишь после воздействия максимальных нагрузок приспособляется и в дальнейшем работает упруго.

В связи с перечисленными особенностями работы рам требуются специальные методы их расчета по деформированной схеме с учетом жесткостных и прочностных характеристик узлов, а также тщательного анализа возможных силовых воздействий на раму.

Результаты проведенных МНИИТЭП исследований показали, что появление текучести в «рыбке» достаточно хорошо согласуется с методикой расчета, использующей идеальную упругопластическую связь. Жесткость стыка значительно меньше расчетного значения, определяемого из условия, что поворот опорного сечения ригеля полностью определяется деформациями шейки «рыбки» (и происходит относительно оси, лежащей в уровне опорной площади ригеля), и должна приниматься в размере 25 % расчетного значения. Указанное положение учтено в «Руководстве по проектированию и расчету рам из изделий тяжелого каркаса по номенклатуре КСМ-К1», выполненном МНИИТЭП в 1980 г.

Исследования показали также, что удлинения верхней арматуры ригеля оказывают существенное влияние на жесткость стыка и могут вызывать трещины в зоне, где ее совместная работа с бетоном не обеспечена.

На первом этапе освоения унифицированного каркаса в узлах наблюдались поперечные трещины в верхней опорной зоне ригелей, вызванные интенсивными режимами сварки закладных деталей (особенно при одновременной сварке двух опорных участков ригеля) и отрыва арматуры. Впоследствии это было учтено при конструировании ригелей и назначении методов производства сварочных работ.

В связевых системах ригели работают не только на восприятие вертикальных нагрузок от перекрытий, но и в составе дисков перекрытия на горизонтальные нагрузки от ветра и переломов осей колонн, поэтому в ригелях возникают продольные растягивающие (или сжимающие) усилия. Практикой проектирования установлено, что достаточным для большинства зданий является обеспечение возможности восприятия растягивающих усилий ригелями до 240 кН. В дальнейшем по мере уточнения характера работы ригелей в составе дисков перекрытий и статистической обработки вариантов армирования возможно уменьшение воспринимаемых ригелями продольных растягивающих усилий.

При проектировании подбор и проверка прочности ригелей выполняются сопоставлением расчетных изгибающих моментов и поперечных сил с действующими усилиями. Для проверки ригеля по изгибающим моментам сопоставляют расчетные моменты в сечениях с расчетной эпюрой несущей способности, приведенной для типовых ригелей в соответствующих руководствах.

Проверку ригеля по поперечным силам выполняют сопоставлением расчетных значений опорных поперечных сил с предельными расчетными реакциями, значения которых приводятся в рабочих чертежах изделий. Для ригелей, загруженных вертикальными равномерно распределенными нагрузками, проверка по попереч-

ным силам сводится к сопоставлению действующей нагрузки с унифицированной для данного ригеля. Для определения сосредоточенных нагрузок на полки ригеля, превышающих нагрузки от опорных элементов перекрытия, требуется дополнительная проверка с учетом изложенного выше.

4. ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ

Диафрагмы жесткости в системе унифицированного каркаса могут формироваться из сборных железобетонных элементов — основные решения, а также выполняться из монолитного железобетона и в первую очередь в виде ядер жесткости, иметь различную форму в плане в виде плоских стен, уголков, швеллеров, замкнутых сечений прямоугольников, многоугольников и т. д. (см. рис. 2.1).

Сборные железобетонные элементы диафрагм жесткости одноэтажные толщиной 180 мм, без проемов или с проемами размером 1210×2150 мм, плоские или с консолями для опирания перекрытий. При этом в зависимости от высоты перекрытий, опираемых на диафрагмы жесткости, они подразделяются на легкие (для опирания настилов высотой 220 мм легкого каркаса) и тяжелые (для опирания настилов высотой 400 мм). Консоли диафрагм жесткости соответственно законструированы на расчетные нагрузки 55 и 110 кН/м.

Панели диафрагм жесткости устанавливаются в пролетах от колонны до колонны и рассчитаны на совместную с ними работу.

Номенклатура панелей легкого каркаса обеспечивает возможность устройства диафрагм жесткости для всех пролетов начиная с 3 м. Принцип формирования диафрагм в пролетах между колоннами легкого каркаса представлен в табл. 3.7 и на рис. 3.27.

В плане панели всегда устанавливаются по разбивочным (модульным) осям, а по вертикали таким образом, чтобы их швы совпадали с отметкой верха перекрытий.

Между собой и с колоннами в вертикальных швах панели диафрагм жесткости связаны в монтажных узлах сварными соединениями, обеспечивающими передачу вертикальных сдвигающих усилий, через закладные детали.

Передачу горизонтальных сдвигающих усилий обеспечивают монолитные бетонные шпоночные соединения панелей в горизонтальных швах (рис. 3.28). Верхние части панелей аналогично ригелям могут воспринимать растягивающие усилия в 200 кН.

Все зазоры в стыках и примыканиях панелей к колоннам и к панелям перекрытий зачеканиваются цементным раствором или бетоном.

Панели диафрагм изготавливают в горизонтальных формах из бетона марки М 300 для нижних этажей многоэтажных зданий и марки М 200 для верхних этажей. Арматура панелей состоит из нижней и верхней сеток и укрупненного арматурного блока. Отпускная прочность бетона в летнее время года не менее 70 %

Таблица 3.7. Формирование бесконсольных диафрагм жесткости из сборных железобетонных панелей

Пролет между осями колонн, м	Сумма длин панелей диафрагм жесткости, дм, при высоте этажа, м			
	2,4	3	3,3; 3,6	4,2; 4,8
3	26	26	26	26
3,6	32	32	32	32
4,2	38	38	38	38
4,8	26+18	44; 26+18	26+18	26+18
5,4	32+18	50; 32+18; 24+26	32+18; 24+26	32+18
6	38+18	38+18; 30+26; 32+24	38+18; 30+26; 32+24	38+18
6,6	26+36 26+18+18	30+32 38+24; 44+18; 26+18+18	30+32 38+24; 44+18; 26+18+18	26+36 26+18+18
7,2	32+36 32+18+18	38+30 44+24; 32+18+ +18; 50+18	—	—
7,8	38+36 38+18+18	44+30 30+26+18; 32+18+24; 38+36; 38+18+ +18; 50+24	38+36 38+18+18; 32+18+24; 30+26+18	—
9	32+18+18+18 32+36+18	32+36+18 38+30+18; 24+24+38; 30+30+26; 32+30+24; 50+36	32+36+18 32+18+18+18; 38+30+18; 24+24+38; 30+30+26; 32+30+24	32+36+18 32+18+18+18

проектной марки, в зимний период — 100 %. Конструкция панели без проемов легкого каркаса для высоты этажа 3 м представлена на примере панели марки В(Н)Ж-26-30 (рис. 3.29).

Панели с проемами дополнительно армируют по периметру проемов с учетом концентрации напряжений в угловых зонах.

Подбор типов панелей при формировании пилонов жесткости производится по геометрическим характеристикам и соответствию прочностных характеристик панелей действующим усилиям при соблюдении следующих рекомендаций; вертикальные швы панелей не должны перебиваться; в пролете между двумя колоннами может устанавливаться только одна панель с (дверным) проемом;

Рис. 3.27. Принцип формирования диафрагм жесткости

1 — колонны; 2 — элементы диафрагм жесткости

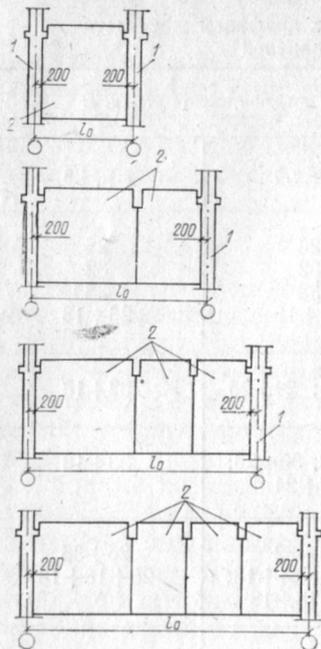
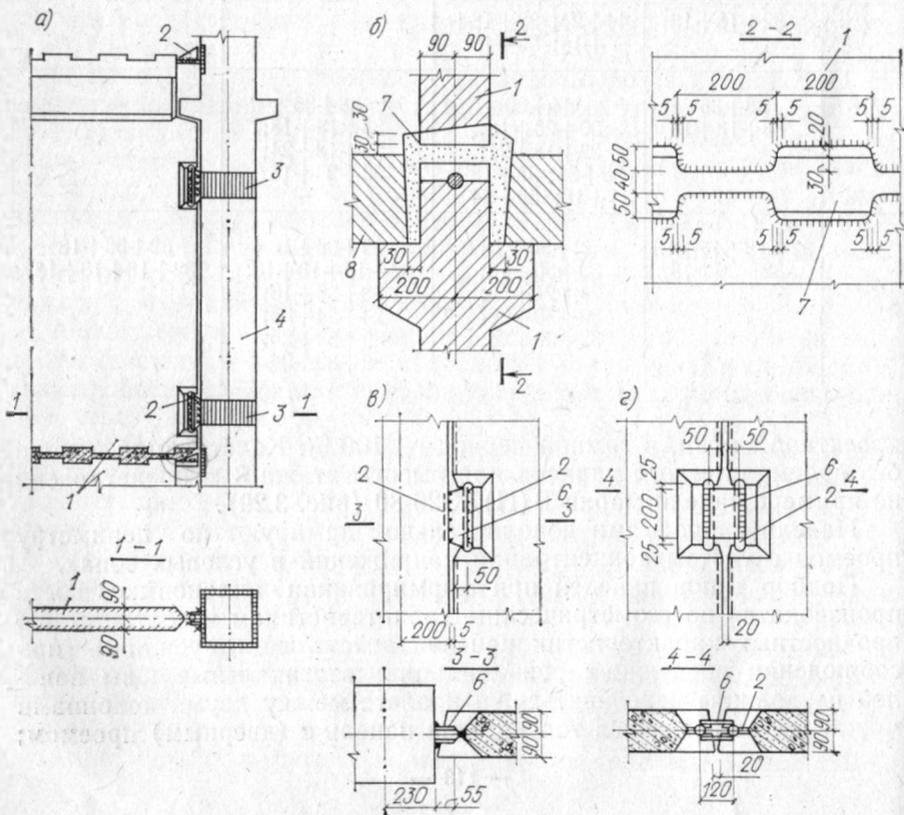


Рис. 3.28. Узлы соединения элементов диафрагм жесткости

а — примыкание к колонне; б — горизонтальный стык; в — деталь узла примыкания к колонне; г — деталь стыка элементов диафрагм жесткости; 1 — диафрагма жесткости; 2 — закладные детали; 3 — закладная деталь (хомут) в колонне; 4 — колонна; 5 — сварной шов; 6 — металлическая накладка; 7 — бетон замоноличивания; 8 — панель перекрытия



дверные проемы по высоте должны (по возможности) размещаться один над другим; в верхнем и нижнем сечениях каждой пары элементов панелей должно предусматриваться закрепление к горизонтальным дискам перекрытий для обеспечения поперечной устойчивости диафрагмы.

В каждом конкретном случае панели проверяют расчетом на центральное и внецентренное сжатие (объединенные с примыкающими колоннами горизонтальные сечения), на восприятие расчетных сил от горизонтальных нагрузок (наклонные сечения), на сдвигающие усилия по вертикальным и горизонтальным швам. Элементы с проемами, кроме того, проверяют на совместное действие сдвигающих и горизонтальных усилий в верхних частях стен при их работе в составе горизонтальных дисков перекрытий.

Рис. 3.29. Конструкция элемента диафрагм жесткости

1 — монтажная петля; 2 — закладные детали; 3 — арматурный блок; 4 — арматурные сетки

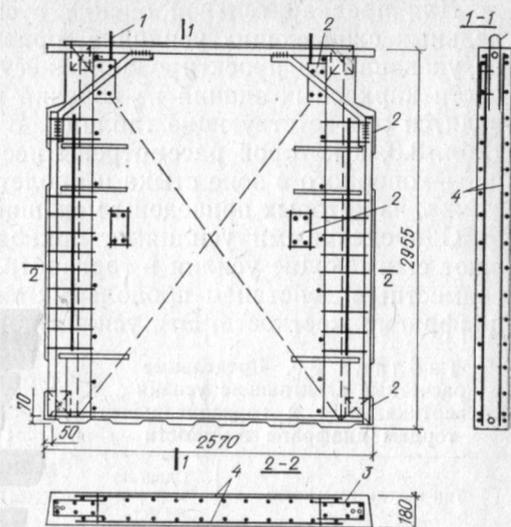


Таблица 3.8. Предельные расчетные сжимающие усилия в горизонтальных сечениях панелей без проемов от продольных сил и изгибающих моментов в диафрагме жесткости с учетом случайного эксцентриситета из плоскости панели (при симметричном нагружении консолей стен нагрузками от перекрытий)

Значения $m_{б1}$, $K_{дл}$, K_H	Высота этажа, м	Сжимающие усилия, кН/м, для панелей	
		верхних	нижних
При учете только вертикальных нагрузок $m_{б1}=0,85$	3	—	1200
	3	830	1200
	3,3	830	1180
	3,6	800	1090
	4,2	—	940
При учете вертикальных и ветровых горизонтальных нагрузок $m_{б1}=1,1$	4,8	—	840
	2,4	—	1400
	3	1080	1400
$K_{дл}=1,5$ при 50 % длительных нагрузок $K_H=1,1$ для зданий высотой 50 м и более	3,3	1060	1400
	3,6	1070	1400
	4,2	—	1360
	4,2	—	1360

Для предварительной оценки воспринимаемых панелями предельных сжимающих усилий в горизонтальных сечениях в составе указаний по проектированию несущих конструкций надземной части каркасных зданий из изделий номенклатуры КМС-К-1 приводятся соответствующие таблицы. В качестве примера приведена табл. 3.8, в которой рассмотрены несущие способности двух сечений — опорного в зоне стыка и пролетного в средней трети высоты этажа, из которых приведены меньшие.

С предельными усилиями, приводимыми в таблицах, сравнивают сжимающие усилия в горизонтальных сечениях, вызываемые совместным действием продольных сил и изгибающих моментов в диафрагме жесткости. Эти усилия допускается определять в предположении упругой работы диафрагмы, рассматривая ее как тонкостенный стержень.

Таблица 3.9. Предельные расчетные сдвигающие усилия по вертикальным и горизонтальным торцам диафрагм жесткости

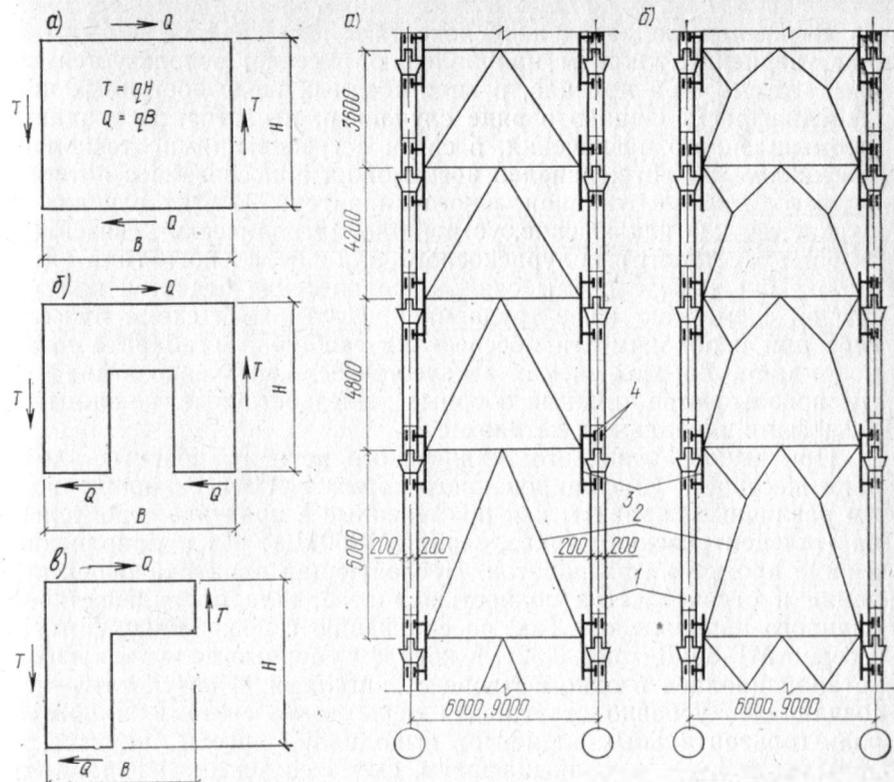
Тип панели жесткости	Сдвигающие усилия q , кН/м
Легкий каркас	
Нижние этажи	
Глухие	200
С проемами, $l=5; 4,4; 3,8$ м	
С проемом посередине, $H_{эт}=3$ м	
Верхние этажи	
Глухие	200
С проемами, $l=5; 4,4; 3,8$ м	150
$l=3,2; 3$ м	150
$l=2,6$ м	100
Со смещенным проемом, $H_{эт}=3$ м	150
«Флажок»	150
Тяжелый каркас	
Глухие	200
С проемом	150
«Флажок»	150

При несимметричном нагружении консолей панелей нагрузками от перекрытий (например, при одностороннем опирании перекрытий) эксцентриситеты из плоскости панели могут превысить случайные. В этих случаях предельные расчетные сжимающие усилия в горизонтальных сечениях пилонов соответственно снижаются.

Предельные расчетные сдвигающие усилия по вертикальным и горизонтальным торцам панелей диафрагм жесткости приведены в табл. 3.9. Собственно панели рассчитаны на указанные в таблице воздействия в соответствии с расчетными схемами, приведенными на рис. 3.30.

В отдельных случаях, например при сложной конфигурации или при необходимости перебивки по высоте дверных проемов, диафрагмы жесткости могут выполняться в монолитном железобетоне. При этом если монтаж основных несущих конструкций здания опережает производство работ по возведению монолитных диафрагм, то в местах их установки иногда устраивают металлические связи, служащие в последующем арматурой монолитных диафрагм.

Стальные связи рассчитывают с учетом опережения монтажа несущих сборных конструкций от производства работ по возведению монолитных диафрагм.



3,30|3,31
3,32|

Рис. 3.30. Расчетные схемы элементов диафрагм жесткости ($T=qH$, $Q=qB$)
а — глухие; б — с проемом; в — типа «флажок»

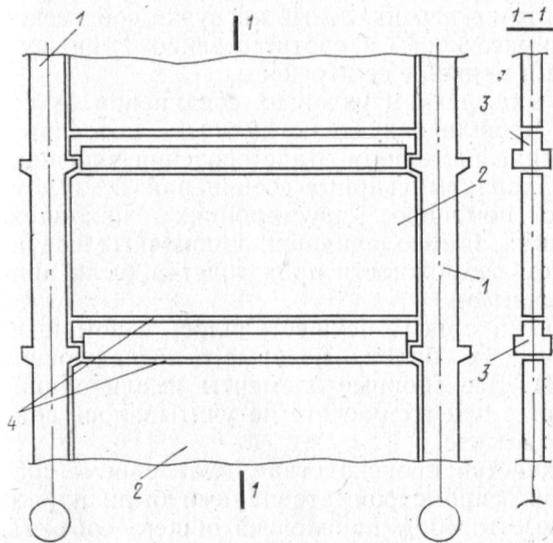


Рис. 3.31. Устройство металлических связей в сборном железобетонном унифицированном каркасе
а — полураскосные; б — порталные; 1 — сборные железобетонные колонны; 2 — металлические связи; 3 — элемент для крепления связей к колоннам; 4 — закладные детали

Рис. 3.32. Решение диафрагм жесткости в домах типа МГ-601Д
1 — колонны; 2 — диафрагма жесткости (плоская); 3 — ригель, «перерезающий» стену жесткости; 4 — сварные соединения закладных деталей (условно не показаны)

В рамных каркасах на основе тяжелого каркаса в направлении, перпендикулярном направлению ригелей, используется связевая схема, как правило, в виде сборных железобетонных панелей диафрагм. Однако в ряде случаев и, в частности, в зданиях промышленного назначения, в связи с требованиями технологии постановка сборных панелей невозможна или связана с потерями производственно-функционального характера. В этих случаях допускается, как исключение, устройство металлических связей (диафрагм жесткости) полураскосного или порталного типа (рис. 3.31). При выборе схемы связей предпочтение отдается полураскосной схеме как менее трудоемкой. Портальная схема применяется при необходимости обеспечения свободного габарита между колоннами. Во всех схемах в качестве основных поясов диафрагмы используются типовые сборные железобетонные колонны со связевыми закладными деталями.

При выборе основного технического решения сборных диафрагм жесткости унифицированного каркаса были проанализированы различные варианты как примененные в практике строительства (телецентровский каркас, серия МГ-601Д), так и выполненные в виде проектных разработок. Последующая практика проектирования и строительства полностью подтвердила правильность выбранного направления. Так, по сравнению с решением, принятым в серии МГ-601Д (рис. 3.32), в котором сборные панели диафрагм устанавливались в одном створе с ригелями, в результате чего создавалась условно стержневая решетчатая система, в которой роль горизонтальных элементов выполняли ригели каркаса, а роль решетки — панели диафрагм, схема связевых диафрагм жесткости унифицированного каркаса обеспечивала более полное использование несущей способности конструкций (за счет эффективного включения в работу на вертикальные нагрузки собственно панелей), более высокую жесткость и соответственно меньшую деформативность системы и меньшие ее перекосы.

Конструкции панелей диафрагм и узлов их соединения с колоннами и между собой прошли значительный путь последовательного совершенствования. На первом этапе освоения унифицированного каркаса были приняты сварные соединения всех примыкающих элементов с помощью двусторонних накладок, поскольку не имелось опыта замоноличивания шпоночных соединений. Все панели с учетом возможности производства были приняты плоскими (бесконсольными).

Опирание перекрытий на стены осуществлялось с помощью приварки к ним металлических балок, которые в последующем омоноличивали (рис. 3.33). Все сборные элементы имели одинаковую несущую способность; при их расчете не учитывалось снижение усилий в зданиях по высоте.

По мере роста возможностей производства Управлением Моспроект-1 совместно с Главмоспромстройматериалами были проведены расчеты, показавшие, что 40 % панелей из общего объема их производства, учитывая структуру строительства зданий из

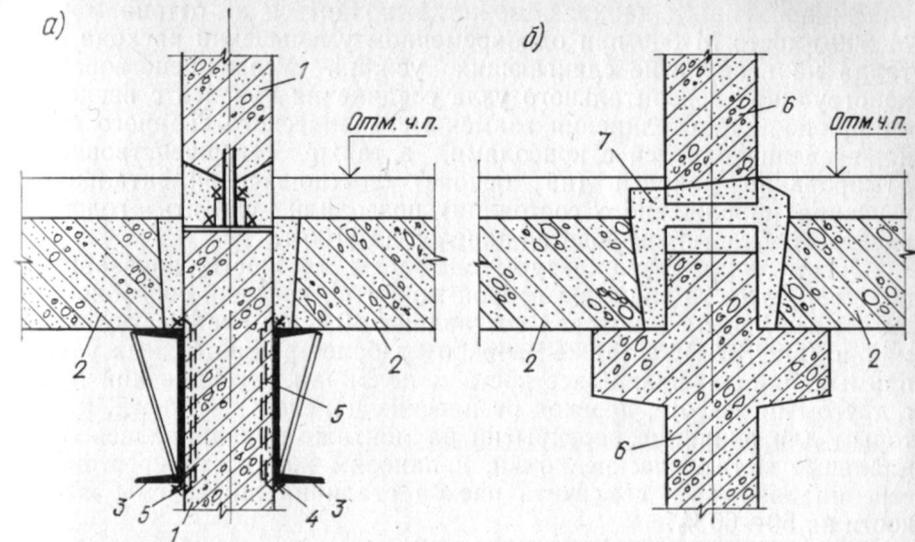


Рис. 3.33. Первоначальный (а) и применяемый в настоящее время узел опирания перекрытий на диафрагмы жесткости (б)
 1 — плоская железобетонная диафрагма жесткости; 2 — настил перекрытия; 3 — металлические полки из швеллеров № 30 с ребрами жесткости, привариваемые на монтаже к закладным деталям диафрагм жесткости; 4 — сварной шов; 5 — закладная деталь; 6 — диафрагма жесткости крестового сечения с консолями для опирания настилов перекрытий; 7 — бетон замоноличивания

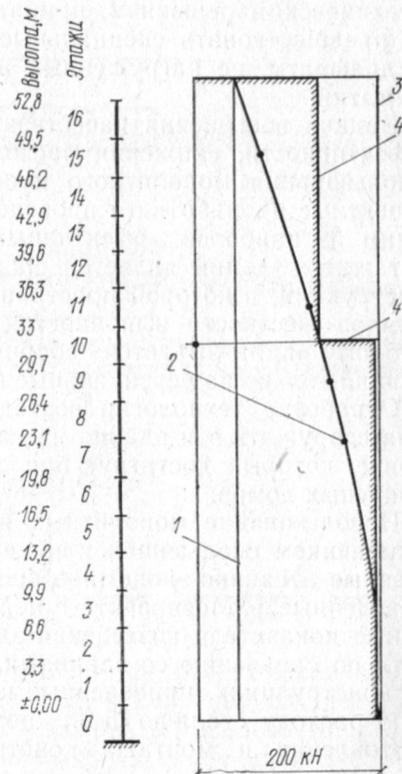


Рис. 3.34. График для определения градиента расчетной несущей способности элементов диафрагм жесткости

1 — сдвигающие усилия от вертикальных нагрузок; 2 — то же, от ветровых; 3 — эпюра материалов при одном типоразмере диафрагм жесткости; 4 — то же, при двух типоразмерах по высоте

унифицированного каркаса, может выполняться из бетона марки М 200 вместо М 300 при одновременном уменьшении расхода металла на восприятие сдвигающих усилий. Усовершенствование конструкции горизонтального узла соединения панелей с введением шпоночного соединения взамен металлического сварного стыка, введение панелей с консолями, а также совершенствование армирования панелей (на основе опытно-экспериментального изучения напряженного состояния) позволили снизить годовой расход стали на производство панелей на 1100 т.

Оптимизация номенклатуры диафрагм жесткости, показавшая целесообразность введения второй марки по несущей способности, расчетные усилия в которой составляют 40 % от предшествующей марки (рис. 3.34), а также разработка более рациональных узлов примыканий диафрагм жесткости к колоннам и соединений друг с другом по высоте, переход от плоских панелей жесткости, к которым для опирания перекрытий на монтаже приваривались специальные металлические полки, к панелям жесткости крестового сечения позволили сократить расход стали на диафрагмы жесткости на 50—60 %.

Одним из дальнейших путей совершенствования сборных диафрагм жесткости является переход на плоские (вместо шпоночных) горизонтальные стыки без закладных деталей по аналогии с техническим решением, принятым в серии ИИ-04. Этому должны предшествовать специальные научные исследования, особенно диафрагм, не нагруженных вертикальными нагрузками от перекрытий.

Задаче повышения качественного уровня строительства, его эффективности, снижения расхода стали отвечает расширение использования монолитного и сборно-монолитного железобетона. Проектные проработки и проведенные исследования показали, что одним из наиболее эффективных и прогрессивных решений многоэтажных зданий является сборно-монолитная железобетонная конструкция, в которой пространственная система диафрагм в виде ядра жесткости выполняется в монолитном железобетоне, к которому «привязывается» сборный железобетонный каркас, работающий только на вертикальные нагрузки (рис. 3.35).

Отработка технологии возведения таких конструкций позволила сооружать эти здания на таком же высоком индустриальном уровне, который достигнут при строительстве полностью сборных каркасных домов.

Использование монолитных ядер жесткости, сооружаемых с применением скользящей или переставной опалубки, дает существенные технико-экономические преимущества. Исследования, проведенные в Моспроекте-1 и МНИИТЭП, показывают, что основные показатели возведения зданий с монолитным ядром жесткости по сравнению со зданиями, выполненными в обычных сборных конструкциях, приведенные к 1 м полезной площади, снижаются по расходу стали до 15 %, цемента — до 10 %, себестоимости изготовления и монтажа конструкций — до 10 %, капитальным

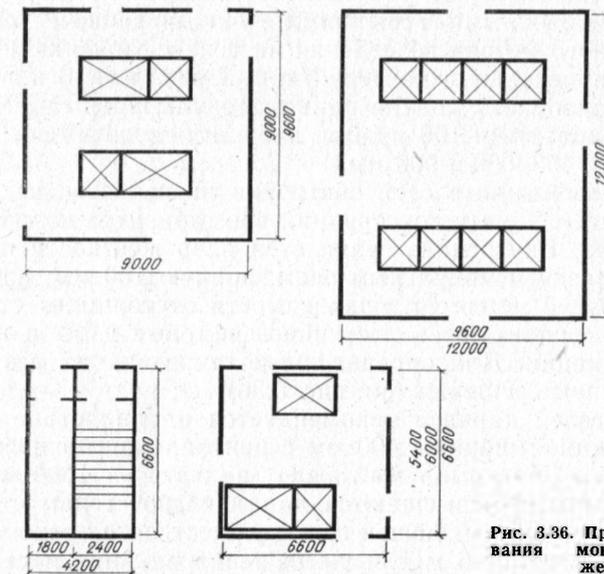
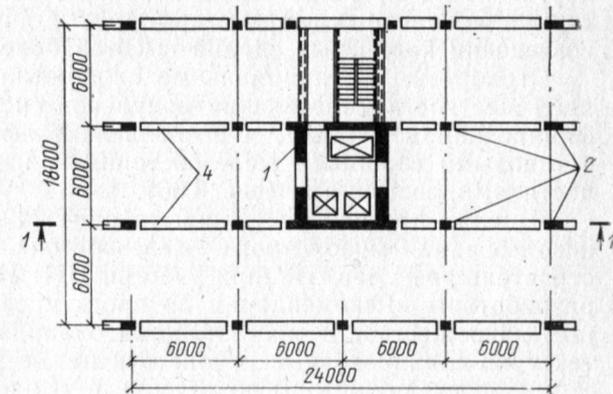
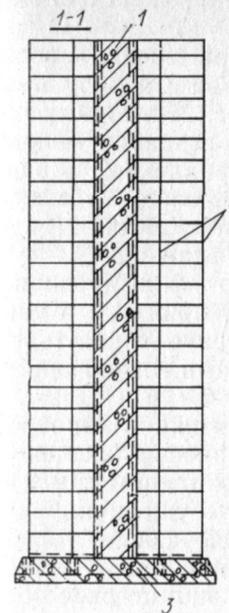


Рис. 3.36. Примеры формирования монолитных ядер жесткости

вложениям на возведение конструкций — до 10 %. Расход арматуры в монолитном ядре этого дома в 3—4 раза меньше, чем при варианте сборных железобетонных диафрагм жесткости. Так, расход арматуры в сборных железобетонных диафрагмах жестко-

сти на 1 м^3 составляет 252 кг^* , в монолитном ядре жесткости — $61,5 \text{ кг}$.

Каркас с монолитными ядрами жесткости применен в проектах Вычислительного центра Мосгорисполкома на Садово-Самотечной улице, Доме книги на Профсоюзной улице, 25-этажных домах на проспекте Мира и Хорошевском шоссе, в здании межведомственного учебного центра на проспекте Вернадского и ряде других. Сегодня рекомендуется широкое использование железобетонных монолитных ядер вместо сборных диафрагм жесткости при возведении каркасных зданий высотой более 20 этажей.

Отработаны принципиальные положения по формированию ядер жесткости, отвечающие модульной системе, принятой в унифицированном каркасе, и позволяющие эффективно сочетать их с типовыми сборными железобетонными изделиями — ригелями, настилами, лестницами (рис. 3.36).

В целях проведения единой технической политики в вопросах использования монолитного железобетона в каркасно-панельном строительстве ГлавАПУ при участии ЦНИИЭП жилища в 1979 г. разработаны «Рекомендации по проектированию унифицированных ядер жесткости многоэтажных зданий», включающие архитектурно-планировочные и конструктивные решения ядер жесткости, их расчеты, методы возведения и технико-экономическое обоснования принимаемых решений.

Конструкция ядер должна разрабатываться в комплексе с архитектурно-планировочными решениями, учитывающими специфику выработанного метода возведения на основе унификации архитектурно-планировочных и конструктивных решений. В качестве основного планировочного модуля принят модуль, равный 600 мм ; толщины стен — кратными 100 мм при предпочтительных абсолютных размерах $300, 400, 600$ и 900 мм .

Положение разбивочных осей обстройки назначается из условия размещения ее сборных конструкций вне габаритов коробчатого сечения ствола. Внутренние грани стен ядер жесткости имеют постоянную привязку к модульным осям, равную 150 мм ; привязка наружных граней меняется в зависимости от толщины стен.

В зоне ядра группируются лестнично-лифтовые узлы и инженерные коммуникации. Для определенных типов зданий разработаны типизированные решения (см. рис. 3.36).

Опирающие ригели каркаса рекомендуются на пилостры ядер жесткости постоянной ширины 400 мм с центральной привязкой к разбивочным осям. Максимальный вылет пилостр — 1800 мм .

Панели перекрытий размещаются параллельно стенам ствола. Модуль обстройки, примыкающей к ядру жесткости, рекомендуется принимать не менее 6 м для уменьшения влияния перекосов в перекрытиях при деформациях ядра.

Дверные проемы принимаются размерами 900×2100 и $1300 \times$

* Показатель относится к первоначальной конструкции диафрагм жесткости. В усовершенствованной конструкции расход стали 150 кг .

$\times 2100 \text{ мм}$ с технологическими скосами $1:10$, расширяющими проем внутри ядра.

Для стен жесткости применяется бетон марок М 200 и М 300, для монолитных перекрытий внутри ядра — марки М 200. Опирание перекрытий при бетонировании ядер жесткости в скользящей опалубке точечное, при бетонировании в переставной опалубке — по всей грани примыкания.

Лестничные марши и площадки — сборные железобетонные из номенклатуры унифицированного каркаса. Шахты лифтов при высоте зданий до 25 этажей — сборные железобетонные (или монолитные); при высоте более 25 этажей — монолитные. Конструкции перегородок и шахт инженерных коммуникаций принимаются аналогичными соответствующим конструкциям обстройки.

Для армирования ядер жесткости применяются изделия максимальной заводской готовности. Плоские сетки и каркасы объединяются в пространственные каркасы. Изготовление плоских каркасов ориентировано на многоэлектродные машины для контактно-точечной сварки.

По характеру армирования различают три основные зоны ядра жесткости: железобетонная стена, бетонная стена и перемычки.

Для железобетонной стены минимальный процент содержания вертикальной арматуры $0,05 \%$ у каждой грани стены, максимальный — не более 3% . Шаг вертикальных стержней — $200, 400 \text{ мм}$; шаг горизонтальной арматуры — 200 мм .

Для бетонной стены при растягивающих напряжениях $0 < \sigma_x < R_p$ и сжимающих напряжениях $\sigma_x^{\min} < 1,0 \text{ МПа}$; $\sigma_x^{\max} > 0,8 R_{пр}$ минимальное содержание вертикальной арматуры $0,025 \%$. Шаг вертикальной арматуры — не более $1,5$ толщины стены, шаг горизонтальной арматуры — не более 600 мм . В остальных случаях вертикальная арматура ставится только в углах и у граней проемов; горизонтальная арматура — только в уровне перекрытий.

Перемычки армируются верхней, нижней и поперечной арматурой из расчета восприятия действующих в них усилий. При этом перерезывающие силы полностью воспринимаются металлом.

Основным методом возведения ядер жесткости является бетонирование в скользящей и переставной опалубке. При этом переставная опалубка рекомендуется в зданиях, включающих наряду с ядрами монолитные диафрагмы жесткости, при повышенных требованиях к наружным поверхностям ядер (выполнению отделочного слоя с помощью матриц), при фиксации закладных деталей на опалубке, для стен переменной толщины по высоте и наличию на стенах выступов (по высоте) или консолей.

Скользкая опалубка рекомендуется при сложной в плане форме ядер жесткости, а также при возведении обстройки после возведения ядер жесткости (или значительной их части) с непрерывной схемой бетонирования ствола и жестких допусках на отклонение ствола от вертикали. Кроме того, скользящая опалубка предпочтительнее при значительной высоте зданий.

5. ПЕРЕКРЫТИЯ

В связевом каркасе перекрытия воспринимают вертикальные эксплуатационные нагрузки, а также обеспечивают жесткость и неизменяемость здания в горизонтальной плоскости путем передачи и распределения усилий от ветровых и других горизонтальных нагрузок.

Перекрытия в целом образуют совместно с вертикальными диафрагмами жесткости общую пространственную систему жесткости здания.

Диски перекрытия воспринимают горизонтальные нагрузки: распределенные по площади фасада здания; усилия от колонн, имеющих переломы или искривления продольных осей; усилия от колонн рам, объединенных в единую пространственную систему для восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок; реакции диафрагм от вертикальных и горизонтальных нагрузок, а также усилия от температурно-влажностных воздействий, возникающие вследствие объединения отдельно стоящих диафрагм в общую систему жесткости; реакции диафрагм, возникающие из-за изменения их положения в плане в различных этажах здания.

Внешние и внутренние горизонтальные усилия определяют компоновку дисков перекрытий в плане. Наряду с этими факторами компоновка перекрытий определяется системами отверстий для пропуска коммуникаций, лифтов, лестниц, а также конструктивными соображениями.

Перекрытия выполняются из сборных железобетонных панелей, которые опираются на полки ригелей, консоли диафрагм жесткости, а также как исключение на стальные балки.

Панели перекрытия легкого каркаса — многопустотные, высотой 220 мм (рис. 3.37, а, б). Панели перекрытия тяжелого каркаса двух типов: многопустотные и ребристые высотой 400 мм (рис. 3.37, в).

Все панели перекрытия делятся на следующие виды: рядовые; внутренние, укладываемые по внутренним рядам колонн; фасадные, укладываемые по фасадным рядам колонн и несущие нагрузку от ограждающих конструкций; доборные, укладываемые у диафрагм жесткости, у ригелей второго направления, лестничных клеток и т. д.; сантехнические укладываемые в местах пропуска коммуникаций и заглубленных сантехнических трубопроводов.

Кроме того, в состав номенклатуры панелей перекрытий входят изделия для балконов и лоджий, а также фасадные лестничные распорки, используемые в качестве наружных обвязок выходящих на фасад лестничных клеток.

Основной тип опирания панелей перекрытий на полки ригелей и консоли диафрагм жесткости — через слой свежесушеного цементного раствора.

Рядовые и фасадные распорки связываются в узлах поверху монтажными накладками из стержней класса А-І и полосовой стали ВСтЗпсб, обеспечивающими передачу горизонтальных рас-

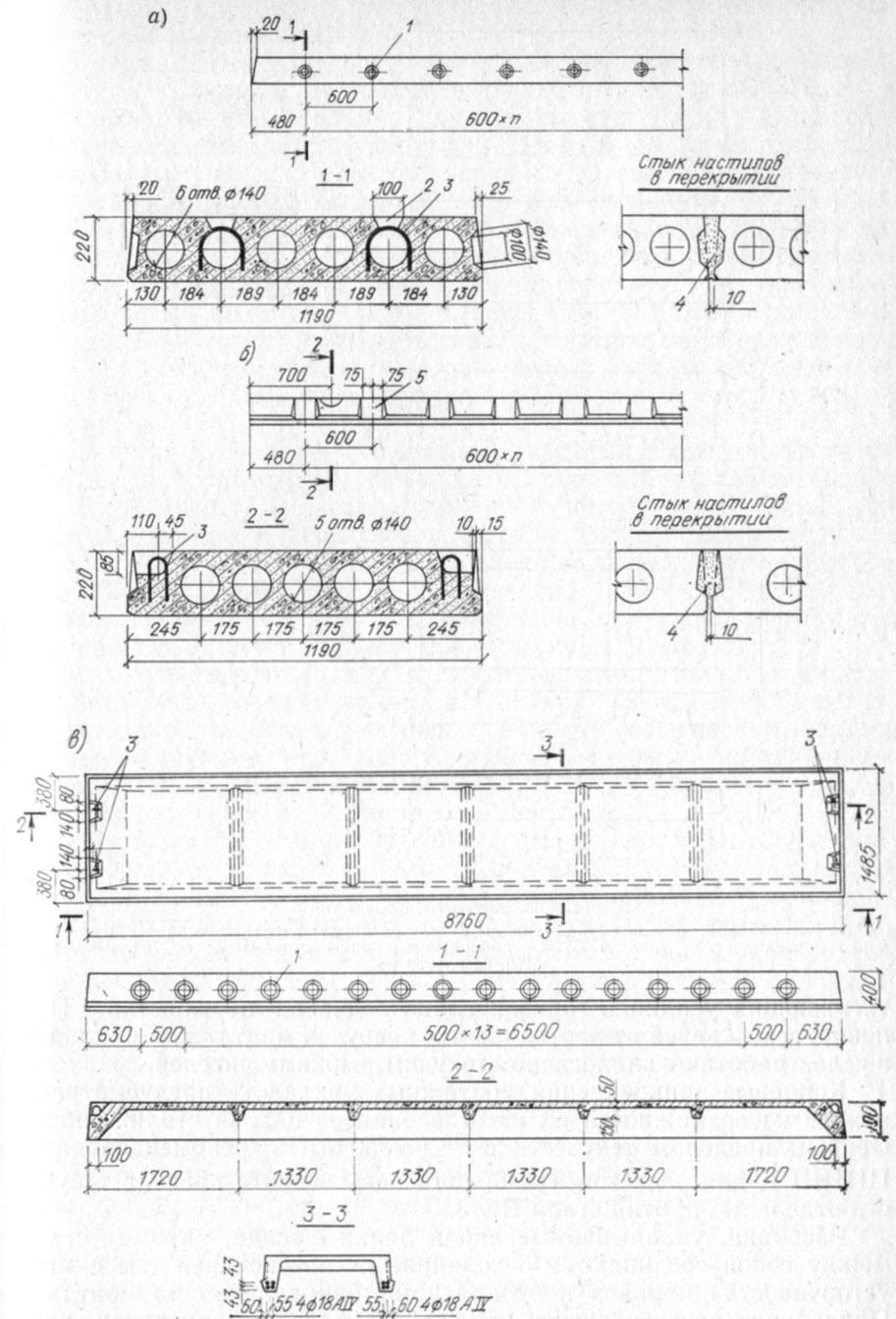


Рис. 3.37. Панели перекрытий

а — многопустотные шириной 1190 мм с круглыми шпонками; б — многопустотные с продольными шпонками; в — ребристые; 1 — шпоночное углубление; 2 — лунка; 3 — строповечная петля; 4 — шпонка из цементно-песчаного раствора; 5 — выступ

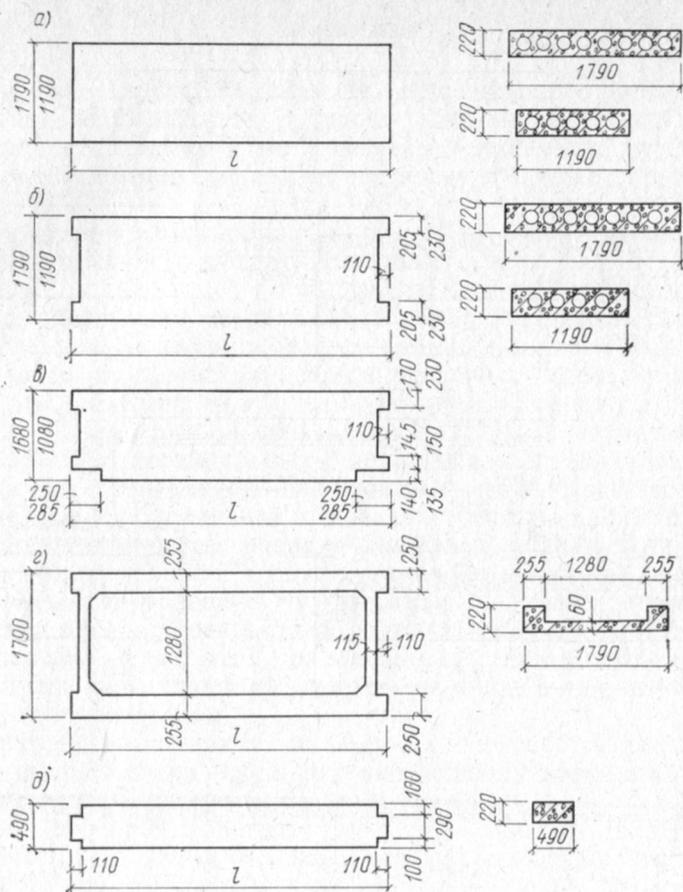


Рис. 3.38. Элементы перекрытий

а — настил рядовой; б — распорка типа НРВ; в — распорка фасадная типа НРФ; г — распорка сантехническая типа НРС; д — доборные элементы типа НРД; $l=2760, 3960, 5160, 5760, 6360, 6960$ мм

тягивающих усилий в горизонтальных дисках перекрытий. При поворотах панелей от вертикальных нагрузок монтажные накладные узлы работают аналогично «текущим рыбкам» ригелей.

Концевые приращения монтажных накладок предусмотрены исходя из возможности их изготовления из партий стали с повышенным пределом текучести $\sigma_T^{\max} = 350$ МПа, рекомендованным ЦНИИСК для расчетов возможного повышенного предела текучести отдельных партий стали ВСтЗ.

Распорки, укладываемые вдоль линии фасада, кроме связи между собой соединяются с колоннами, обеспечивая тем самым устойчивость каркаса в продольном направлении на монтаже. Продольное растягивающее усилие для фасадных распорок, наиболее нагруженных горизонтальными усилиями при работе в со-

ставе диска перекрытия, принято 240 кН на две опорные части, для внутренних распорок 120 кН.

Участки перекрытий с крупными сантехническими отверстиями могут быть собраны из корытных распорок НРС (рис. 3.38, г), в которых возможна пробивка крупных отверстий и прокладка сантехнических сетей внутри «корыт». «Корыта» распорок после прокладки коммуникаций замоноличиваются. Отверстия для пропуска вертикальных коммуникаций в пустотных распорках легкого каркаса типа, показанного на рис. 3.38, б, выполняются сверлением.

На боковых поверхностях панелей перекрытий предусмотрены шпонки. Система шпонок обеспечивает передачу через замоноличенные швы* между панелями перекрытий, ригелями и панелями диафрагм жесткости горизонтальных и вертикальных сдвигающих усилий. В зимних условиях растворов (бетон) замоноличивания предусмотрено укладывать с электронагревом или противоморозными добавками.

Важным вопросом в статической работе перекрытий является обеспечение совместной работы настилов на вертикальные нагрузки. Теоретические и экспериментальные исследования совместной работы настилов в перекрытии, нагруженных продольными поперечными нагрузками, показали, что наибольшее значение прогибов и изгибающих моментов в 3—4 раза меньше, чем у отдельно работающих панелей под такой же нагрузкой. Это является результатом участия в работе системы незагруженных панелей.

Доля участия отдельных элементов в совместном восприятии внешней нагрузки неодинакова и зависит от соотношения жесткости элементов на изгиб и кручение, а также соотношения ширины и пролета панелей. Чем выше жесткость панелей на кручение, тем на большей поверхности перекрытия рассредоточиваются изгибающие моменты при действии местной нагрузки.

На основании этих исследований перекрытия в зданиях с унифицированным каркасом были рассчитаны с учетом совместной работы сборных настилов при различных вариантах расположения перегородок или других сосредоточенных нагрузок. В соответствии с этим первоначально была установлена единая унифицированная нагрузка на настил 11 кН/м², что позволило на первом этапе освоения унифицированного каркаса применить один типоразмер настила вместо применявшихся ранее нескольких типов настилов, рассчитанных под нормальную (без перегородок) и тяжелую (с учетом перегородок) нагрузки.

По мере роста возможностей производства был осуществлен переход на унифицированные расчетные нагрузки 6 и 12,5 кН/м².

Панели перекрытий, осваивавшиеся до 1970 г., имели по боковым граням прорезные шпонки, хорошо работающие только на горизонтальные сдвигающие усилия (см. рис. 3.37, б). В последующем с учетом необходимости выравнивания вертикальных деформаций, исключения «клавишности» перекрытий, улучшения их звуко-

* Бетон замоноличивания принят марки М 200.

изолирующих качеств был осуществлен переход на замкнутые круглые шпонки (см. рис. 3.37, а). В этой связи пересмотрена технология изготовления многпустотных настилов: настилы изготавливаются на поддонах, имеющих неподвижные продольные борта высотой, равной высоте нижнего выступа боковой поверхности настила (распорки) — 70 мм. Остальные боковые и торцовые поверхности формируются в подвижной бортоснастке.

Это конструктивное решение обеспечивает, кроме того, повышенную точность геометрических размеров изделий.

Настилы и распорки легкого каркаса изготавливаются из бетона марки М 200, тяжелого каркаса — из бетона марки М 400.

Основной вариант армирования для изделий номинальных пролетов более 4,2 м предусматривает применение стали класса А-IV с $R_a=510$ МПа и натяжением стержневой арматуры на упоры формы электротермическим методом. Кроме того, предусмотрена возможность использования стали Ат-V с расчетным сопротивлением $R_a=640$ МПа. Ненапрягаемая арматура для всех видов изделий сетчатая с единым шагом продольных стержней 200 мм, что позволяет изготавливать сетки для изделий разных марок на одной сварочной машине с минимальными затратами времени на ее переналадку.

Все элементы перекрытий имеют повышенный предел огнестойкости, равный 1,5 ч (СНиП II-2-80—Противопожарные нормы проектирования зданий и сооружений).

Кубиковая прочность бетона к моменту передачи на него предварительного напряжения и отпускная кубиковая прочность — 14 МПа.

Наряду с многпустотными настилами проходили экспериментальную проверку крупногабаритные керамзитобетонные предварительно напряженные плоские настилы толщиной 18 см, которые оказались эффективными для объектов с повышенными требованиями по звукоизоляции (масса этих плит 350 кг/м² создает необходимые предпосылки для обеспечения требуемой звукоизоляции от воздушного шума). Строгая калибровка настилов по толщине позволила укладывать в жилых домах непосредственно по плите синтетический рулонный ковер на упругой основе, защищающий перекрытия от ударного шума.

В целях дальнейшей индустриализации строительства в системе унифицированного каркаса разработаны перекрытия шириной 3 м при пролете 6 и 6,6 м.

Перекрытия тяжелого каркаса рассчитаны на унифицированные расчетные нагрузки 12,5 и 16 кН/м² и выполняются также предварительно напряженными с применением стали классов А-IV и Ат-V (рис. 3.37, в).

В целях экономии металла закладные детали в фасадных распорках для крепления панелей наружных стен могут в зависимости от характера ограждающих конструкций по требованию заказчика устанавливаться с шагом, кратным 300 мм.

Работа дисков перекрытий обеспечивается только после окон-

чания сварки закладных деталей и замоноличивания, что необходимо учитывать как при загрузке перекрытий, так и при монтаже вышележащих ярусов каркаса. Подробные требования к порядку ведения работ излагаются в специальных методических материалах, в том числе требованиях к проекту производства работ.

Дальнейшее совершенствование элементов перекрытий, главным образом больших пролетов, должно быть направлено на повышение марок бетона и отказ на этой основе от поперечной арматуры, применявшейся ранее в этих конструктивных элементах.

В 1979—1980 гг. НИИЖБ, ЦНИИЭП жилища и ЦНИИЭП учебных зданий разработали конструкцию многпустотных преднапряженных панелей без поперечной арматуры пролетом 9,6 м под расчетные нагрузки 3300, 4500, 6000 и 8000 Н/м². Панели высотой 26 см, шириной 120 см, имеющие пять круглых пустот диаметром 18 см, изготовлены из бетона марок М 400 и М 450. Толщина полок и ребер 4 см, приведенная толщина бетона 15,2 см. Высота панелей принята с учетом увеличения жесткости поперечного бетонного сечения и обеспечения надежной звукоизоляции междуэтажных перекрытий.

Панели армировали напрягаемой арматурой класса К-7 диаметром 6 мм без каркасов и сеток. Степень предварительного натяжения канатов — $0,65 R_n$. Расход арматуры в таких панелях по сравнению с подобными панелями, армированными напрягаемой и поперечной арматурой, оказался меньше на 40 %, или на 3 кг/м².

Расчеты многпустотных преднапряженных панелей перекрытий без поперечной арматуры пролетом 9,6 м, проведенные согласно СНиП II-21-75, показали, что продольное армирование обеспечивает требуемые прочность, жесткость и трещиностойкость панелей. Однако для восприятия поперечной силы от действия равномерно распределенной нагрузки и момента по наклонному сечению при мгновенном отпуске арматуры по расчету требуется постановка ненапрягаемой арматуры. В связи с этим были испытаны опытные многпустотные преднапряженные панели перекрытий без поперечной арматуры пролетом 9,6 м, запроектированные на расчетную нагрузку 6000 Н/м² (без учета собственного веса) и изготовленные методом непрерывного армирования с помощью намоточной машины электромеханическим способом. Расход арматуры составлял по условию обеспечения трещиностойкости 3,96 кг/м². Цель исследования — оценка работы панелей при отпуске напрягаемой арматуры, а также при действии нагрузки, равномерно распределенной и сосредоточенной у опоры. Общее усилие натяжения перед бетонированием составляло 630 кН. Арматуру для обеспечения плавного отпуска обрезают дуговой сваркой при прочности бетона 36 МПа в определенной последовательности.

По характеристикам бетона и арматуры вычислили теоретические значения прочности, жесткости и трещиностойкости панелей, которые сопоставили с опытными данными. Изучение работы па-

нелей при отпуске арматуры показало, что зона передачи напряжения арматурой равна 35—45 см. Величина зоны анкеровки более соответствует теоретическому значению ее при плавном отпуске арматуры 55 см (при мгновенном отпуске арматуры — 68 см). Максимальные относительные деформации бетона составили $(30-35) \cdot 10^{-5}$, что соответствует замеренной силе обжатия.

Анализ результатов опытов показал, что панели до нагрузки $1,2q_0$ работали почти упруго. Прогиб под нормативной нагрузкой $q_n = 0,83q_p$ составлял от 13 до 16 мм ($1/740$ и $1/600$ пролета).

Сопоставление опытных разрушающих моментов, моментов трещиностойкости и прогибов под нормативной нагрузкой экспериментальных панелей с теоретическими значениями выявило хорошее совпадение результатов, т.е. надежную работу панелей при действии равномерно распределенной нагрузки. Анализ результатов испытаний панелей показал, что они имели необходимые прочность, жесткость и трещиностойкость. При действии равномерно распределенной нагрузки в приопорных зонах панелей трещины не образуются вплоть до разрушения, т.е. прочность наклонного сечения от действия поперечной силы также обеспечена.

Разрушающая поперечная сила образцов от действия сосредоточенной силы в 2—2,9 раза превосходила поперечную силу от действия разрушающей равномерно распределенной нагрузки. Следовательно, прочность наклонного сечения приопорных зон испытанных панелей без специальных анкеров от действия поперечной силы обеспечена.

Проведенные экспериментальные работы имеют большое значение для дальнейшего совершенствования перекрытий унифицированного каркаса.

6. ЛЕСТНИЦЫ

Компоновка и выбор типа лестничных клеток в зданиях на основе унифицированного каркаса производится в соответствии с действующими нормативными документами и согласовываются с органами пожарной охраны.

В соответствии с расчетами, выполненными ВНИИПО МВД СССР, конструктивные элементы номенклатуры КМС-К1, входя-

щие в состав лестничных клеток, имеют следующие пределы огнестойкости: ригели — не менее 4 ч, Z-образные марши — не менее 2,5 ч, панели диафрагм жесткости — 5 ч, что удовлетворяет требованиям противопожарных норм проектирования зданий и сооружений.

Лестницы набираются из Z-образных элементов, в ко-

Таблица 3.10. Параметры Z-образных маршей

Высота этажа, м	3	3,3	3,6	4,2	4,8
Ширина марша, м	1,05	1,35			
Пролеты двухмаршевой лестницы в осях колонн, м	4,8; 5,4; 6; 6,6	5; 6,6; 7,2		7,2	
Унифицированная расчетная нагрузка, Н/м ²	4500	6000			

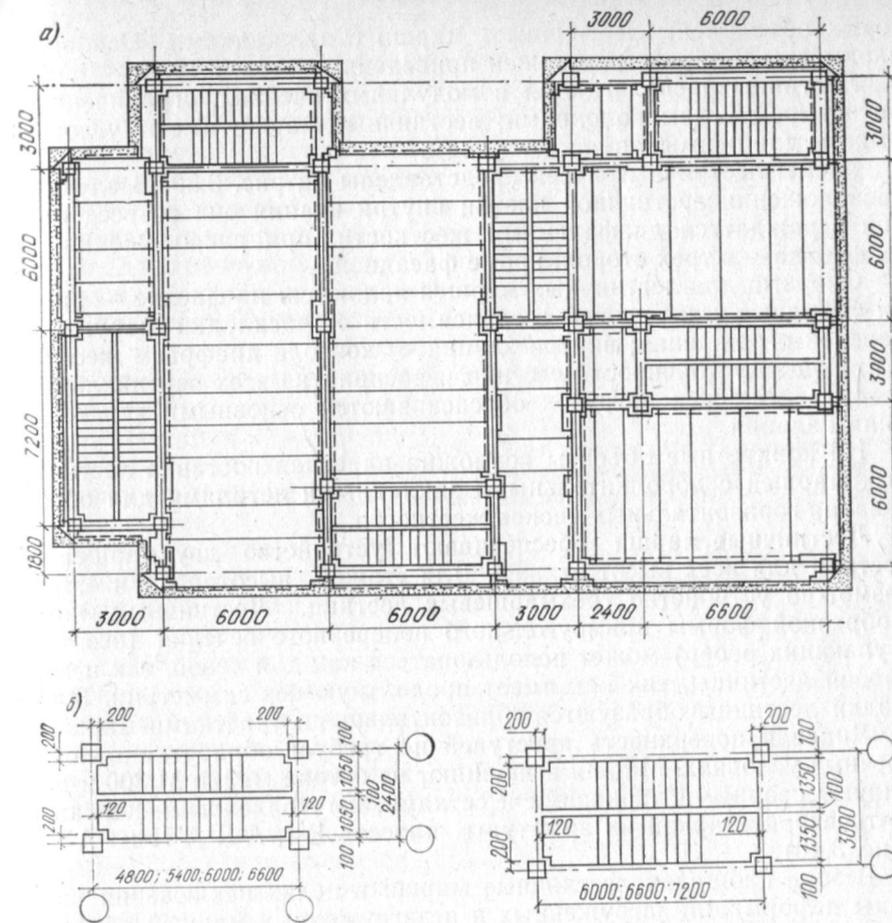


Рис. 3.39. Схема компоновки лестничных клеток
а — в плане здания; б — лестничной клетки

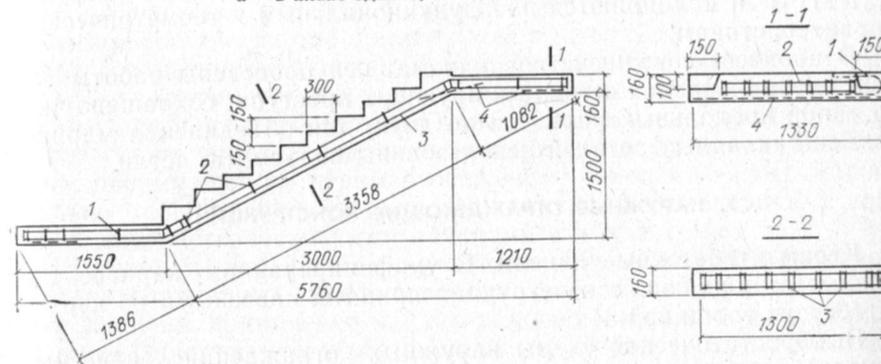


Рис. 3.40. Конструкция лестничного марша для пролета 6 м и высоты этажа 3 м
1 — подъемные петли; 2 — поперечные каркасы; 3 — продольные каркасы; 4 — сетки

торых объединены лестничные марши с площадками. Основные параметры Z-образных маршей приведены в табл. 3.10.

Лестницы располагаются в модульных ячейках, ограниченных по четырем углам колоннами; лестничные марши имеют угловые вырезы для примыкания к колоннам.

Схемы лестничных ячеек представлены на рис. 3.39. В случаях расположения лестничной клетки внутри здания она со всех сторон ограждается диафрагмами жесткости; при расположении ее на фасаде — с трех сторон, кроме фасадной.

Опорами для лестничных маршей являются: на фасаде — ригели фасадные или рядовые в зависимости от раскладки наружных панелей ограждения; внутри здания — консоли диафрагм жесткости. Общая устойчивость лестниц и восприятие всех вертикальных и горизонтальных нагрузок обеспечиваются основными конструкциями здания.

На конкретные объекты возможна адресная поставка лестничных маршей с дополнительными закладными деталями для образования горизонтальных дисков жесткости.

Лестничные марши обеспечивают устройство двухмаршевых лестниц для всех высот этажей. Для этажей высотой 4,2 и 4,8 м возможно устройство трехмаршевых лестниц. Лестничный марш z-образной формы прямоугольного поперечного сечения (без выступающих ребер) может использоваться как для левой, так и для правой лестницы, так как имеет продольную ось симметрии. Площадки лестницы образуются горизонтальными участками маршей.

Лицевая поверхность проступей не требует обработки в построечных условиях. Марши выполняют из бетона марки М 300 и армируют сварными каркасами и сетками, изготовленными контактно-точечной сваркой из арматуры классов В-I, А-I, А-II и А-III (рис. 3.40).

В зоне площадок лестничные марши в целях исключения разницы деформаций загруженных и незагруженных маршей объединяются путем сварки закладных деталей или подъемных петель.

Лестничные марши рассчитаны на полную расчетную нагрузку 12,1 кН/м² и подбираются по функциональным и геометрическим характеристикам.

В процессе совершенствования маршей проведены работы по исключению верхних сеток, армирующих проступи; сокращено число типов продольных каркасов до двух; для объединения маршей взамен закладных деталей использованы подъемные петли.

7. НАРУЖНЫЕ ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

Керамзитобетонные панели. В унифицированном каркасе наружные ограждающие конструкции приняты навесными из керамзитобетона толщиной 34 см.

Выбор статической схемы наружных ограждений (навесные панели), материала (керамзитобетон) и подход к определению номенклатуры панелей основывался на следующих соображениях.

Развитие системы наружных ограждений унифицированного каркаса должно было обеспечивать необходимую пластичность и разнообразие фасадов — организацию западов, сдвигов, поворотов, смещений, перепадов по высоте. Это условие требовало уже на первом этапе формирования конструкций наружных стен достаточно пластичного или гибкого технического решения панелей, номенклатура которых соответствовала бы разнообразным формам наружного контура здания. Панели должны были обгибать каркас, имеющий довольно сложную конфигурацию в плане, в том числе входящие и пространственные углы.

Включение наружных ограждений в работу несущих конструкций не только вносило бы значительный элемент неопределенности в работу системы в целом, но и потребовало бы по условиям прочности значительного увеличения номенклатуры изделий — числа марок (а в отдельных случаях и типоразмеров) по армированию и прочности материала стен.

Известно, что из двух принципиальных решений конструкций стен — однослойных (керамзитобетонные, газобетонные, газосиликатобетонные, газопенобетонные и др.) и трехслойных (железобетонные со средним слоем из эффективных утеплителей, легкие металлические и асбестоцементные) — последние имеют более высокие технико-экономические показатели (расход цемента), лучшие теплотехнические качества (по отношению к керамзитобетону со средней плотностью более 900 кг/м³, определяемой источниками сырья и возможностями производства) и другие преимущества, если они применяются в качестве несущих стен. Однако в навесном варианте и при разнообразной номенклатуре их технико-экономические показатели снижаются, а при необходимости создания панелей сложной конфигурации резко падают; возникают также труднопреодолимые сложности в производстве. Важным преимуществом керамзитобетонных панелей является значительно меньшая трудоемкость изготовления по сравнению с трехслойными железобетонными панелями (табл. 3.11).

Вместе с тем по мере развития производства эффективных теплоизоляционных и облицовочных листовых материалов все более широкое применение найдут легкие навесные панели, облицованные асбестоцементными листами, шлакоситаллом и алюминием (см. ниже). Такие панели должны, как правило, изготавливаться на специализированных заводах или в цехах с применением кондук-

Таблица 3.11. Сравнительные технико-экономические показатели панелей наружных стен (на 1 м² панели)

Характеристика панелей	Трудоемкость изготовления, чел.-ч	Расход стали, кг	Расход цемента, кг
Однослойная керамзитобетонная толщиной 340 мм	1,87	3,8	78
Трехслойная толщиной 250 мм со слоями из тяжелого бетона М 200 и эффективным утеплителем	2,2	7,5	46
Однослойная толщиной 250 мм из ячеистого бетона М 25	3,29	3,3	27

торов, обеспечивающих высокую точность размеров изделий. Эти панели должны выпускаться с смонтированными остекленными переплетами и с полностью отделанной поверхностью, что обеспечивает степень их заводской готовности около 90—95 %.

Керамзитобетонные панели унифицированного каркаса делятся на две подсистемы в зависимости от разрезки стен на конструктивные элементы, обеспечивающие различные по архитектуре решения фасадов зданий с горизонтальной полосовой и вертикальной разрезкой (рис. 3.41).

Дополнительным средством разнообразия фасадов являются различные виды наружной отделки панелей. Например, в качестве наружной отделки применяются: стеклянная плитка «ириска», керамические плитки, различные присыпки, в том числе гранитной, мраморной или остекленной крошкой (эрклез), белый бетон, тонкопленые плиты естественного камня (травертин) и др. Перспективно создание «обнаженной» фактуры на основе разработанной Главмоспромстройматериалами технологии изготовления наружных ограждающих конструкций для Центра международной торговли в Москве.

Применялись конструкции наружных стен, в которых панели выполняли только теплоизолирующие функции, а декоративные решались с помощью дополнительной конструкции — «рубашки», выполняемой из различных материалов, например закаленного цветного стекла — стемалита в алюминиевой обвязке, навешиваемой на панели наружных ограждений (см. ниже). В этом случае панели стен не имели внешней декоративной отделки.

В процессе производства керамзитобетонных панелей облицовочные материалы крепятся к керамзитобетону за счет адгезии, без использования крепежных деталей. При этом для того чтобы обеспечить ровную раскладку облицовочного материала, используют специальные «ковры», на которые предварительно расклеивают по заданному рисунку керамическую или стеклянную плитку либо применяют формы с рельефным металлическим (из нержавеющей стали) поддоном, фиксирующим положение крупноразмерной облицовки.

Бетонирование панелей «лицом вниз» обеспечивает высокое качество наружных поверхностей. Бумага, используемая для формирования ковров, снимается после формования изделия и набора керамзитобетоном необходимой прочности.

Эталонные образцы наружного облицовочного слоя панелей согласовывают с заводом представители проектной организации по каждому зданию отдельно.

Внутренняя поверхность панелей образуется укладкой слоя цементного раствора марки 100 толщиной до 15 мм.

Принципы формирования системы панелей наружных стен иллюстрируются на рис. 3.42 на примере горизонтальной полосовой разрезки, образующей ленточные, простеночные и угловые панели, панели для уступов фасадов, подоконные вставки, а также панели для цоколей и фриз. Образование отдельных

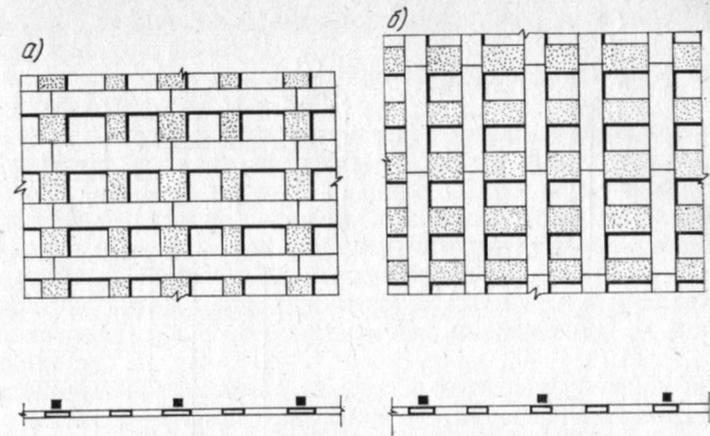


Рис. 3.41. Схема панелей наружных стен
а — горизонтальной полосовой разрезки; б — вертикальной разрезки

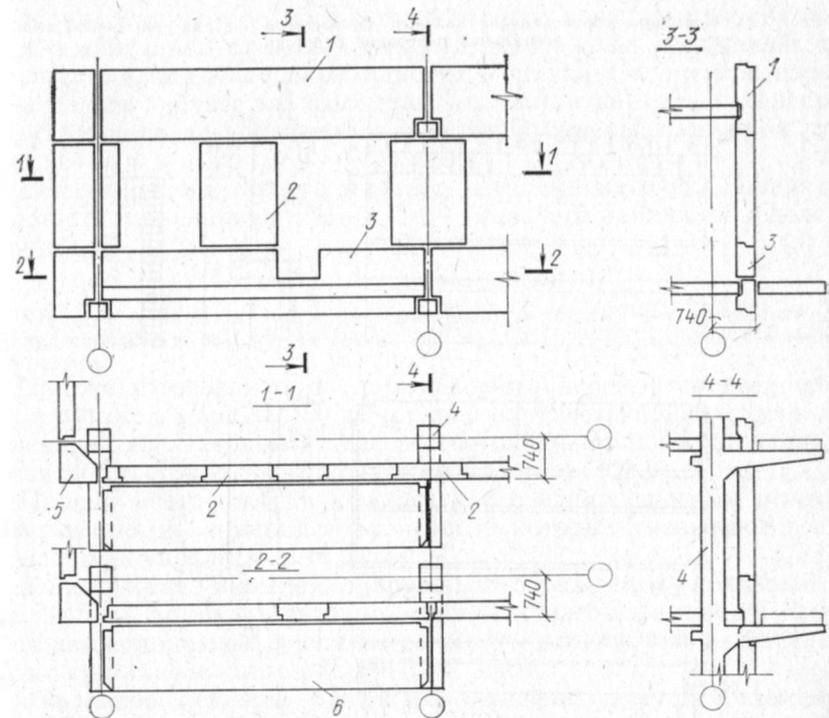


Рис. 3.42. Принципы формирования конструкций панелей горизонтальной полосовой разрезки
1 — ленточная панель; 2 — простеночная панель; 3 — подоконная (балконная) ленточная панель; 4 — колонна с консолью; 5 — угловая панель; 6 — плита балкона

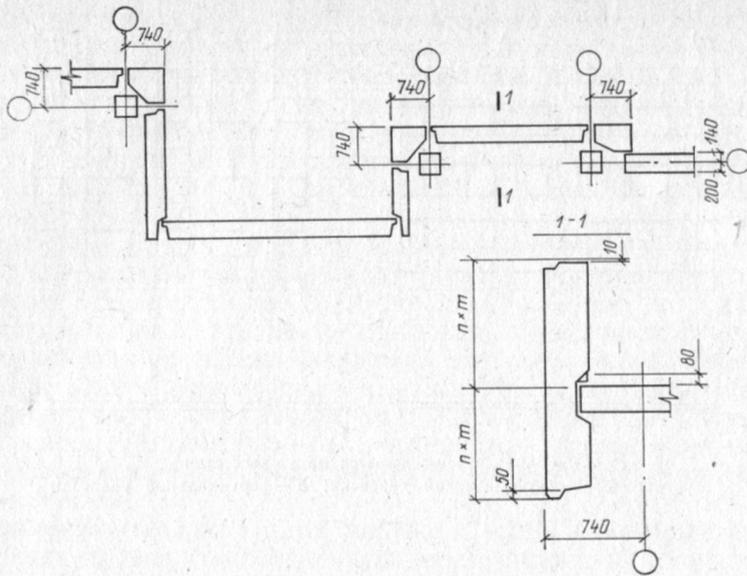


Рис. 3.43. Принципы образования отдельных фрагментов фасада на основе горизонтальной полосовой разрезки

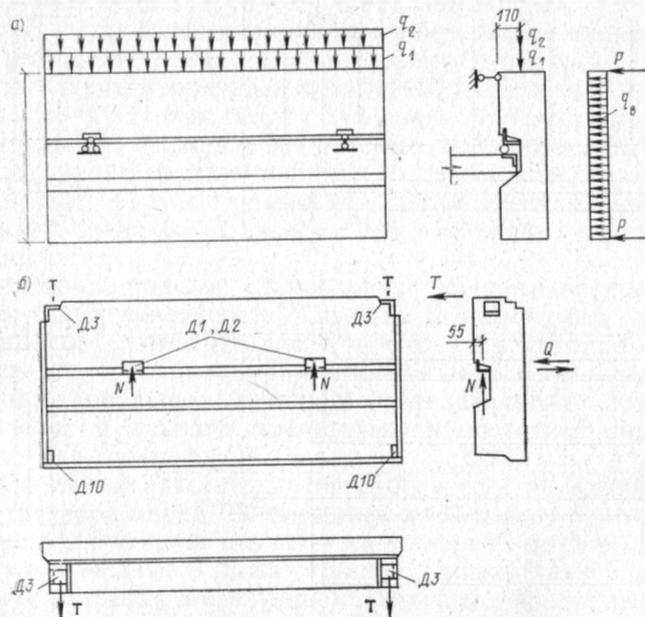


Рис. 3.44. Расчетная схема ленточной панели (а) и расчетные нагрузки на закладные детали (б); расчетные нагрузки на закладные детали, кН:
Д1: $N=50$, $Q=2,6$; Д2: $N=100$, $Q=5,2$; Д3: $T=21$

фрагментов фасадов на основе горизонтальной полосовой разрезки показано на рис. 3.43.

Размеры оконных проемов соответствуют размерам деревянных оконных блоков по ГОСТу.

Основные технические решения фасадов предусматривают крепление панелей к железобетонным конструкциям каркаса с помощью монтажных сварных соединений. В отдельных случаях предусматривается использование стальных типовых фахверков.

Принятая номенклатура панелей, конструктивные решения панелей и узлов их соединения обеспечивают:

устройство ограждений для высот этажей до 4,8 м включительно без дополнительных мероприятий по обеспечению их прочности и устойчивости;

восприятие вертикальной нагрузки от веса панелей в пределах данного этажа и оконного заполнения с нормативной массой $q_n = 4100 \text{ Н/м}^2$;

восприятие ветровых нагрузок для зданий высотой до 100 м в условиях Москвы (для 1-го географического района; местность типа А в соответствии со СНиП II-6-74) при значениях аэродинамического коэффициента: 0,8 — в стадии эксплуатации; 1,4 — в стадии монтажа.

Ограничения в прочности ограждающих конструкций обусловлены прочностью стеновых панелей, монтажных соединений, закладных деталей в стеновых панелях и несущих элементах каркаса, а также прочностью фасадных элементов каркаса и перекрытий, служащих для описания и крепления панелей наружных стен (рис. 3.44).

Для унифицированного каркаса ветровые нагрузки, принятые в соответствии с главой СНиП II-6-74 для 1-го района, определены по формуле

$$q_v = 270 \cdot 2,1 \cdot 1,4 \cdot 1 = 800 \text{ Н/м}^2,$$

где 270 Н/м^2 — нормативный скоростной напор ветра; 2,1 — коэффициент увеличения скоростного напора на высоте 100 м; 1,4 = 0,8 + 0,6 — аэродинамический коэффициент.

Панели изготавливают из поризованного керамзитобетона плотной структуры марки М 50 со средней плотностью 1000 кг/м^3 в высушенном до постоянной массы состоянии. Морозостойкость керамзитобетона Мрз 35, отпускная прочность — 100 %.

Панели поставляют в комплекте с соединительными монтажными деталями, номенклатуру и число которых указывают в спецификациях на конкретные объекты.

Конструкция панелей наружных ограждений показана на рис. 3.45 на примере ленточной панели. Ленточные панели опираются на специальные фасадные элементы перекрытий — фасадные распорки или фасадные ригели (рис. 3.46).

Указанное решение благодаря заведению несущих элементов перекрытия в паз панели, обеспечивающие восприятие вертикальных нагрузок, позволяет снизить массу закладных деталей, повысить надежность соединений, упростить монтаж панелей и улуч-

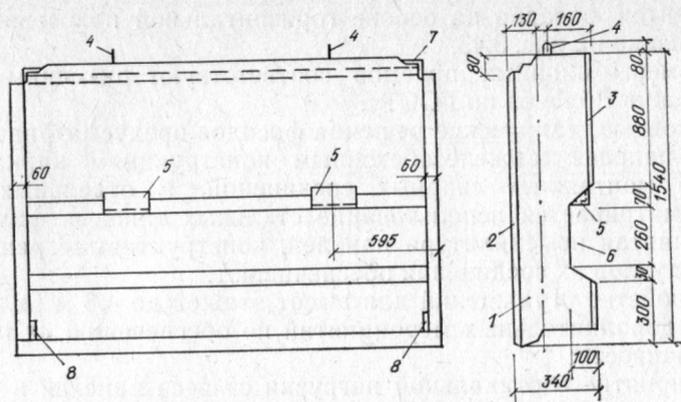


Рис. 3.45. Конструкция ленточной панели

1 — керамзитобетон; 2 — облицовочный слой; 3 — внутренний фактурный слой; 4 — подъемные петли; 5 — закладные детали для опирания панели на перекрытие; 6 — паз в панели для перекрытия; 7, 8 — закладные детали для крепления панелей между собой и к колонне

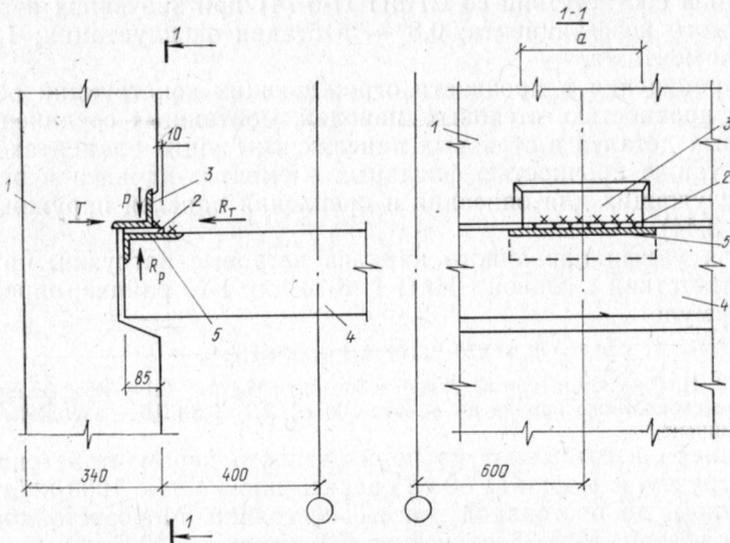


Рис. 3.46. Узел опирания наружной панели на перекрытие

1 — наружная панель; 2 — монтажная металлическая прокладка; 3 — закладная деталь в панели; 4 — элемент перекрытия — НРФ, РФ, ПРФ, РГФ; 5 — закладная деталь в элементе перекрытия; $a=150$ мм для панелей длиной 3600, $a=250$ мм для панелей длиной 4200, $a=350$ мм для панелей длиной 7200 мм

шить звукоизоляцию смежных по высоте помещений. Ленточные панели крепятся к колоннам с помощью специальных закладных деталей (рис. 3.47). Простенки крепятся к ленточным панелям с помощью дюбелей и монтажной сварки закладных деталей. Конфигурация кромок торцов панелей обеспечивает устройство стыков панелей (горизонтальных и вертикальных) замоноличенного типа

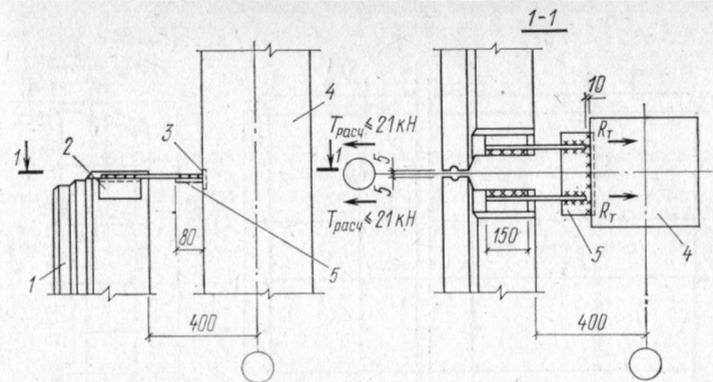


Рис. 3.47. Узел крепления наружной панели к колонне

1 — наружная панель, МФ, МУ; 2 — закладная деталь в панели; 3 — закладная деталь в колонне; 4 — колонна КФ, КРТ, КЛА; 5 — монтажные детали

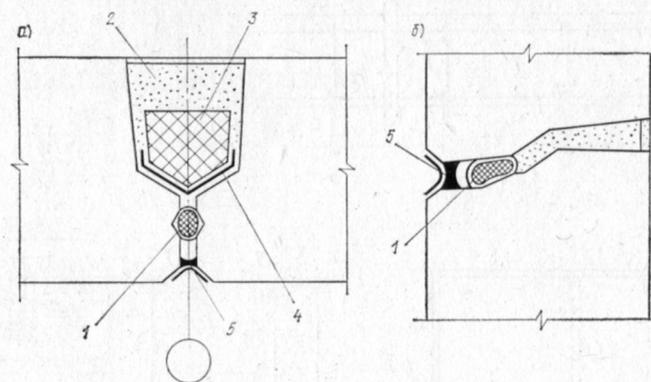


Рис. 3.48. Стык панелей

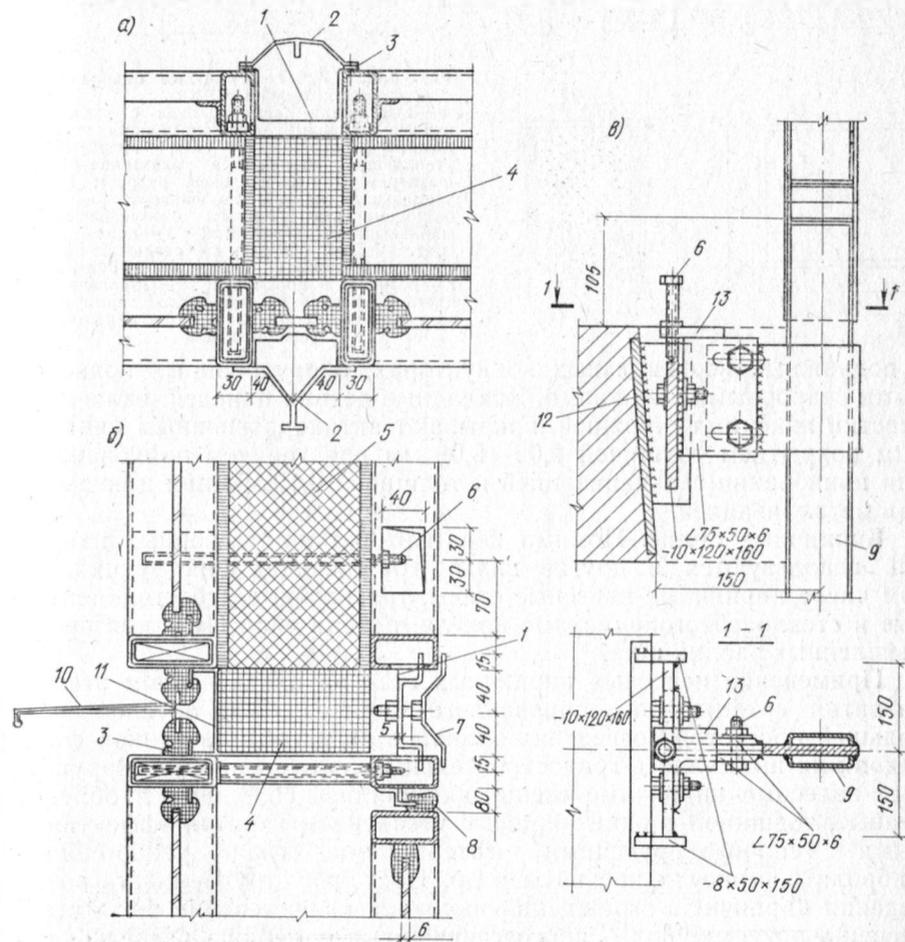
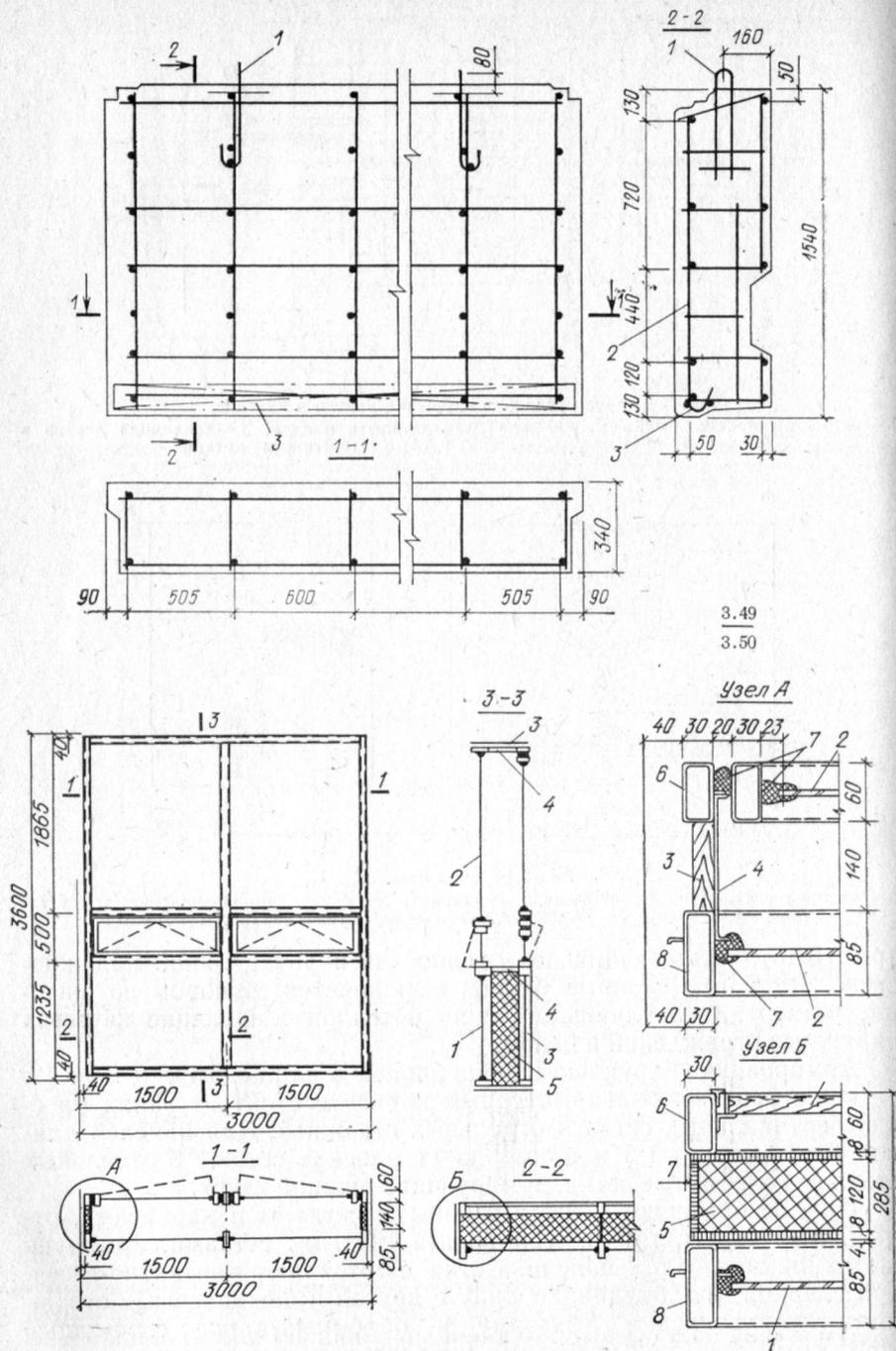
а — вертикальный; б — горизонтальный; 1 — герметик; 2 — бетон замоноличивания; 3 — утепляющий элемент; 4 — гидроизоляция; 5 — цементный раствор (мастика)

(рис. 3.48), обладающих повышенной эксплуатационной надежностью. Установка оконных блоков выполняется с упором во внешние четверти, это улучшает гидро- и теплоизолирующие качества наружных ограждений в целом.

Армирование наружной панели показано на рис. 3.49.

Пространственный арматурный каркас состоит из узких плоских вертикальных сеток и отдельных стержней. Для панелей длиной 6 м, высотой 1,5 м примерно 11 плоских сеток, 8 отдельных стержней и 2 гнутые сетки, армирующие нижний «зуб».

Панели армируют узкими сварными сетками и каркасами, отдельными стержнями и небольшими гнутыми сетками, армирующими нижний «зуб» панели. Сетки изготовляют контактно-точечной сваркой; их объединяют одну с другой и с отдельными стержнями до установки в форму в объемный каркас с помощью контактной точечной сварки на универсальном поворотном стенде



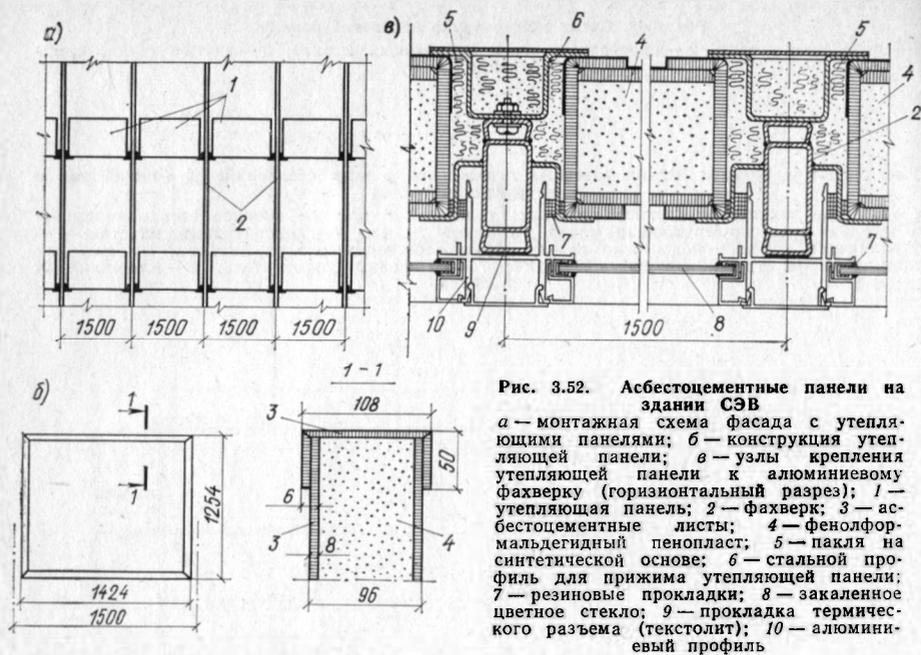


Рис. 3.52. Асбестоцементные панели на здании СЭВ
 а — монтажная схема фасада с утепляющими панелями; б — конструкция утепляющей панели; в — узлы крепления утепляющей панели к алюминиевому фахверку (горизонтальный разрез); 1 — утепляющая панель; 2 — фахверк; 3 — асбестоцементные листы; 4 — фенолформальдегидный пенопласт; 5 — пакля на синтетической основе; 6 — стальной профиль для прижима утепляющей панели; 7 — резиновые прокладки; 8 — закаленное цветное стекло; 9 — прокладка термического разрыва (текстолит); 10 — алюминиевый профиль

в подвижных вертикальных кондукторах, оборудованных подвесными сварочными машинами. Закладные детали панелей, включая участки анкерных стержней, покрывают антикоррозионным цинковым покрытием толщиной 0,05—0,06 мм при горячем цинковании или цинковании гальванизацией и толщиной 0,12 мм при цинковании металлизацией.

Кирпичные стены. Помимо керамзитобетонных сборных панелей используются и другие виды ограждающих конструкций, в том числе кирпичные навесные стены, трехслойные асбестоцементные и стеклоасбестоцементные панели, панели типа ПСЯ для промышленных зданий и др.

Применение навесных кирпичных стен на определенном этапе развития системы унифицированного каркаса было обусловлено большей простотой возведения зданий с развитой пластинкой фасадов или вызывалось градостроительными требованиями. Наружные навесные кирпичные стены применялись сплошные и облегченные, толщиной в один кирпич с утеплением изнутри эффективными теплоизолирующими материалами типа пеностекла, фибrolита, минеральной ваты и др. Поскольку трудоемкость возведения кирпичных ограждений высока, они постепенно были вытеснены другими, более прогрессивными и в первую очередь керамзитобетонными панелями.

Легкие эффективные наружные ограждения. Для зданий с немассивными фасадами относительно широкое распространение получили ограждающие конструкции с применением стальных или алюминиевых профилей. Применение алюминиевых сплавов для

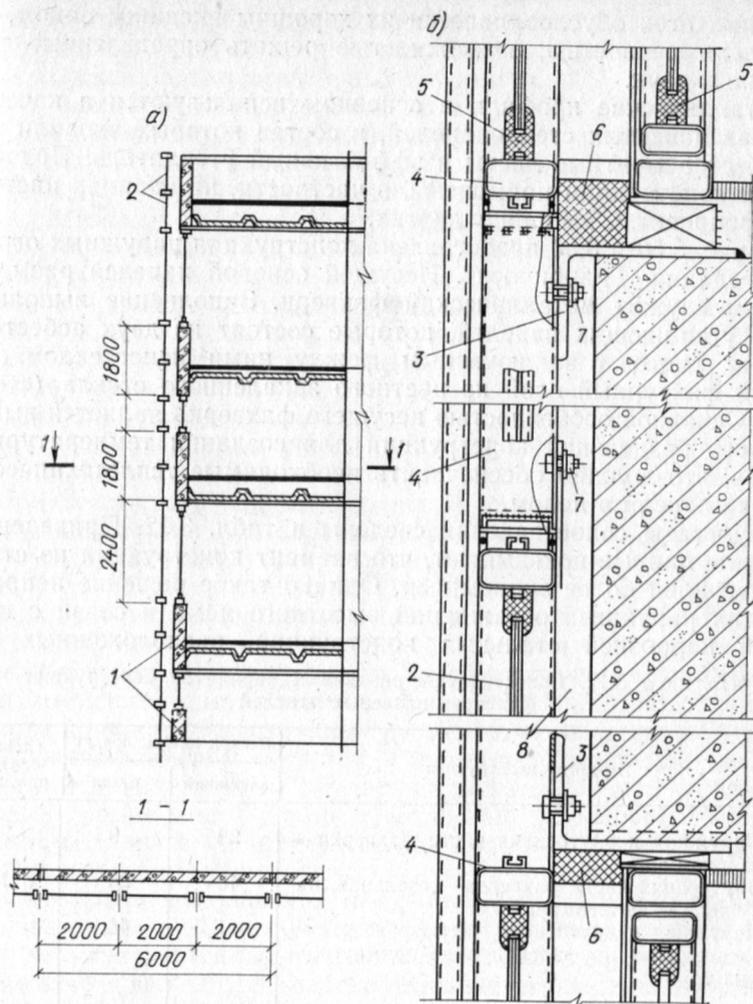


Рис. 3.53. Наружные ограждения из керамзитобетонных панелей с металлическим фахверком
 а — схема конструкции стены; б — конструкция стены со стальным фахверком (разрез); 1 — керамзитобетонная панель; 2 — закаленное цветное стекло; 3 — уголок для крепления фахверка к закладной детали керамзитобетонной панели; 4 — стальной фахверк из прямоугольных труб; 5 — резиновые прокладки; 6 — утепляющий пакет; 7 — болты; 8 — воздушная вентилируемая прослойка

Рис. 3.54. Наружные ограждения из керамзитобетонных панелей с алюминиевым фахверком и тройным остеклением
 а — керамзитобетонный остенок; 2 — деревянные переплеты; 3 — резиновые уплотняющие прокладки; 4 — алюминиевая панель; 5 — цветное закаленное стекло; 6 — воздушная вентилируемая прослойка

наружных стен обуславливается их хорошим внешним видом, высокой долговечностью, возможностью решать определенные эстетические задачи.

Металлические профили в основном используются в качестве каркасов навесных стеклопанелей, в состав которых входили также асбестоцементные листы и эффективный утеплитель. Подобного рода конструкции применены, в частности, на зданиях института Гидропроект, СЭВ и ряде других.

На рис. 3.50 и 3.51 представлена конструкция наружных ограждений здания Гидропроект. Несущей основой панелей размером $3 \times 3,6$ м служит металлический фахверк. Заполнение выполнено в виде утепляющих панелей, которые состоят из двух асбестоцементных листов с заключенным между ними пеностеклом. Наружный фактурный слой из цветного закаленного стекла (стемалита). Основной особенностью несущего фахверка является выполнение его раздельной конструкции для создания температурного разбега, что должно обеспечивать необходимые теплотехнические качества панели в целом.

Результаты сопоставления сведены в табл. 3.12. Приведенные в таблице данные показывают, что вариант конструкции из стальных профилей более экономичен. Однако такое решение неприемлемо для наружных ограждений высотного дома в связи с неизбежной коррозией стальных конструкций, расположенных сна-

Таблица 3.12. Сопоставление различных вариантов конструкции фахверка навесных панелей

№ п.п.	Варианты конструкции	Расход материалов, кг		Стоимость ограждения, руб/м ²
		алюминия	стали	
1	Наружная и внутренняя части фахверка — из алюминия	22	9	215
2	Внутренняя часть фахверка — стальная, наружная — из алюминия	13	25	139
3	Наружная и внутренняя части фахверка — из стальных профилей в виде прямоугольных труб	1,5	46	94

Примечание. Стоимость изготовления принята по заводским калькуляциям.

ружи, восстановление которых в условиях высотного дома крайне сложно. Наиболее рациональным с точки зрения экономической целесообразности и одновременно долговечности является вариант, в котором стальные конструкции расположены с внутренней стороны, т. е. в условиях, благоприятных с точки зрения защиты от коррозии, а алюминиевые — снаружи. Детали указанной конструкции приведены на рис. 3.52. Алюминиевые профили для создания выразительного внешнего вида и улучшения антикоррозионных свойств анодированы.

Серьезным недостатком такой конструкции панелей была ее высокая стоимость, в 2—3 раза превышающая стоимость обычных керамзитобетонных панелей. Это определялось, с одной стороны,

высокой стоимостью изготовления алюминиевых конструкций, с другой — высокой стоимостью самих материалов, заложенных в конструкцию. Именно эти обстоятельства определили необходимость поисков более эффективных вариантов.

В конструкции наружных ограждений, приведенных на рис. 3.50, утепляющие панели выполнены из листов асбестоцемента с заключенным между ними пеностеклом. Соединение между листами и блоками пеностекла выполнено склеиванием специальными составами, компонентом которых было жидкое стекло. Такая конструкция весьма трудоемка: ее изготовление кустарно и практически не поддавалось механизации.

В этот же период были проведены работы по созданию панелей наружных ограждений на основе асбестоцементных листов с заполнением пространства между ними пластическими массами, например пенопластом. По конструктивному решению такие панели делились на две группы: первая — простейшего типа панели «сэндвич» сравнительно мелкой разрезки — $3 \times 1,5 \times 0,08$ м без конструктивного обрамления с жестким, участвующим в статической работе, теплоизолирующим средним слоем; вторая — крупноразмерные конструкции, в первую очередь ленточные панели размером $6 \times 1,5 \times 0,14$ м с конструктивным обрамлением из асбестоцементных или других профилей. Подобного типа конструкция с заполнением в виде фенолформальдегидного пенопласта применена, в частности, для наружных ограждений здания СЭВ (см. рис. 3.52). Панели-вставки были рассчитаны на объединение с оконными блоками посредством металлического, металлодеревянного или деревянного каркаса в конструкции размером на комнату или в оконные панели размером $6 \times 1,5$ м в зданиях с ленточной разрезкой фасада. Эти панели из-за трудоемкости изготовления нашли ограниченное применение. Кроме того, одним из основных факторов, препятствовавших их применению, были ограничения противопожарных норм проектирования.

Разновидностью решения наружных ограждений с применением алюминиевых сплавов является конструкция, в которой сочетаются керамзитобетонные утепляющие панели, являющиеся к тому же несущей основой, и декоративные ограждающие элементы в виде алюминиевого фахверка с заполнением, например цветным стеклом (стемалитом), листовым анодированным алюминием или ситаллом (рис. 3.53). Такая конструкция отличается относительной простотой и более низкой стоимостью (табл. 3.13). Она применена на здании Института хирургии им. Вишневского (рис. 3.54), гостинице «Интурист» и др.

Нельзя, однако, не отметить высокую трудоемкость этой конструкции, что связано с кустарным способом ее выполнения: сборка наружной, декоративной части стены выполняется из отдельных мелких элементов непосредственно на стройке. Кроме того, такая конструкция наружных стен по своему существу нетектонична и потому ее применение может быть оправдано только в случаях отсутствия эффективных и экономических легких панелей.

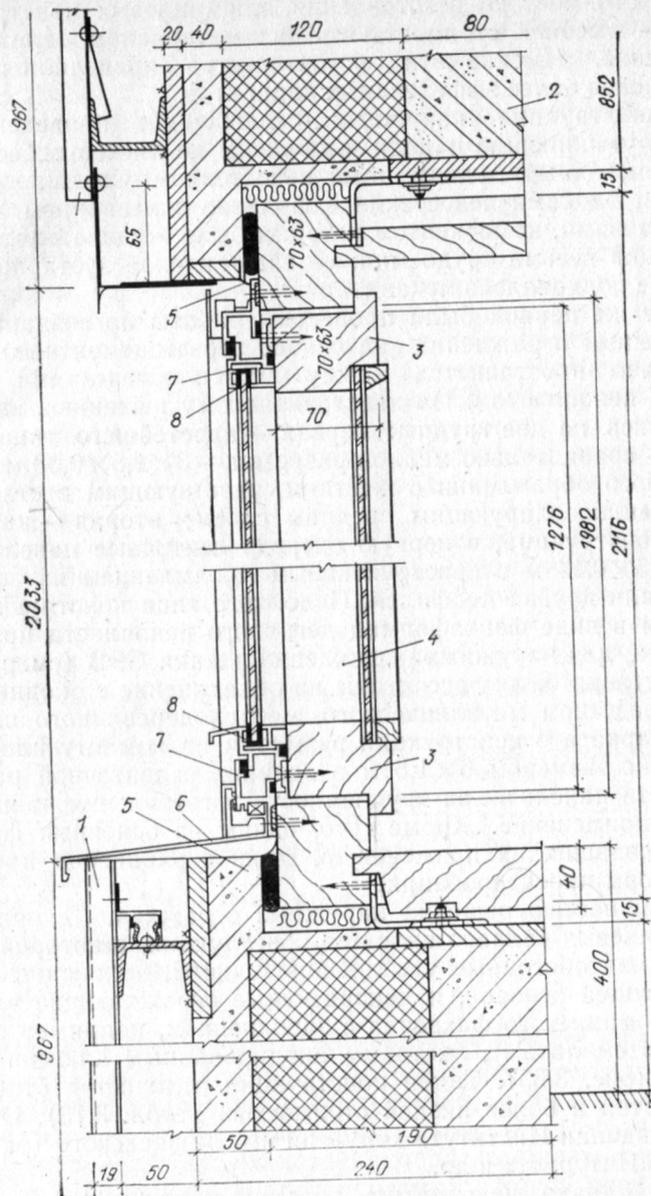


Рис. 3.55. Конструкция стены из трехслойных железобетонных панелей с деревоалюминиевыми переплетами
 1 — облицовка из волнистого алюминия; 2 — панель с утеплителем из пеностекла; 3 — внутренняя часть створки деревянная; 4 — деревоалюминиевый переплет; 5 — герметик; 6 — оконный слив из алюминия; 7 — штапик; 8 — резиновый уплотнитель

Весьма ответственным является решение стыков между алюминиевыми панелями, которые выполняются с обязательным применением герметиков. В качестве антикоррозионной защиты стальных деталей крепления панелей к несущим конструкциям обычно применяют металлизацию.

На основе опыта проектирования ограждений из алюминиевых сплавов разработана номенклатура профилей, отвечающих специфическим требованиям, предъявляемым к конструкциям наружных ограждений.

Серьезной задачей, от правильного решения которой непосредственно зависят конструктивные качества ограждений, является обеспечение надежного крепления стекла. Эта задача решается путем создания резиновых профилей, которые надеваются на специально предусмотренные в алюминиевых конструкциях выступы и с помощью резинового штапика зажимают стекло.

Оконные переплеты в алюминиевых панелях могут выполняться раздельной конструкции, в которой оба переплета — внутренний и наружный — выполняются из алюминиевых сплавов.

Более широкое распространение, чем указанные конструкции, благодаря своей экономичности получили деревоалюминиевые переплеты (рис. 3.55). В этой конструкции наружная часть створки изготавливается из алюминия, а внутренняя — несущая — из дерева. Такое сочетание материалов позволяет увеличить прочность и срок службы блока, значительно улучшить внешний вид. При этом стоимость деревоалюминиевых оконных блоков в 2—2,5 раза ниже, чем стоимость переплетов, выполненных целиком из алюминия.

Важный этап в повышении теплотехнических качеств ограждающих конструкций — переход на тройное остекление, включая стеклопакеты, и использование профилей с терморазъемом за счет введения между наружным и внутренним профилями жестких теплоизолирующих синтетических составов (рис. 3.56).

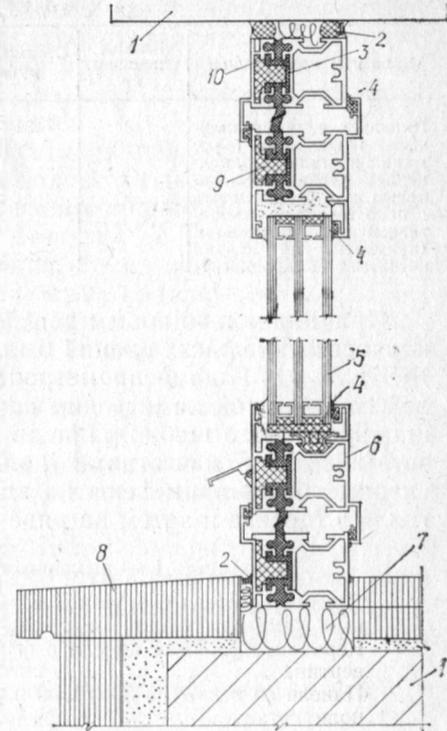


Рис. 3.56. Конструкция наружных ограждений со стеклопакетами и алюминиевыми профилями с терморазъемом на здании Госстроя СССР

1 — стеновая панель; 2 — гернит; 3 — термовкладыш из полиамида; 4 — резиновый профиль; 5 — двухкамерный стеклопакет; 6 — алюминиевый профиль с терморазъемом; 7 — утеплитель; 8 — облицовка; 9 — наполнитель из ФРП; 10 — пенополиуретан

Таблица 3.13. Сопоставление вариантов конструкций наружных ограждений (на 1 м² ограждения)

Варианты конструкции	Расход алюминия, кг	Стоимость, руб.	Варианты конструкции	Расход алюминия, кг	Стоимость, руб.
Панели в виде металлического фахверка (алюминий и сталь) с заполнением утепляющей панелью из асбестоцемента с пеностеклом и декоративным цветным стеклом (применена на здании института Гидропроект)	13	139	Керамзитобетонная панель с наружной «рубашкой» в виде алюминиевого фахверка с заполнением декоративным цветным стеклом (применена на здании гостиницы «Интурист»)	7	92

Принципиально новым решением в ограждающих конструкциях каркасно-панельных зданий были разработка и освоение на заводе ЖБИ № 11 Главмоспромстройматериалов железобетонных панелей со вскрытой химическим способом фактурой гранитного фракционированного щебня. Панели этого типа, обладающие высокими эстетическими качествами при относительно низкой стоимости, впервые были применены на здании Центра международной торговли в Москве и затем на ряде объектов:

Стоимость 1 м² различных конструкций наружных стен

Кирпичная стена с отделкой естественным неполированным камнем (гранит)	40 руб.
Керамзитобетонные панели с фактурным слоем из травертина	25 »
Панели со вскрытой фактурой и утеплителем типа пенополиуретана	35 »

Панели изготавливаются на заводе без утеплителя (из железобетона толщиной 100 мм), а утеплитель — пенополиуретан — наносит в построчных условиях на внутреннюю поверхность смонтированной стены. Для нанесения пенополиуретана используется специальное высокопроизводительное оборудование.

Утеплитель в целях сохранности и обеспечения необходимой огнестойкости покрывают изнутри специальным составом.

Технология изготовления плоских панелей основана на использовании универсальной бортоснастки, позволяющей в одной форме изготавливать изделия разной номенклатуры, обеспечивая тем самым индивидуализацию фасадов зданий.

Применение универсальных переналаживаемых форм и стандовых установок позволило при изготовлении плоских панелей свыше 750 типоразмеров изделий (1500 марок) обойтись всего 35 единицами оснастки 10 типов общей массой 173 т (вместо требовавшихся 150—175 форм обычного типа общей массой 2280 т). Экономия металлопроката только на оснастке составила 2100 т.

При разработке технологии изготовления панелей со вскрытой камневидной фактурой было создано уникальное оборудование. Вибростенды для производства панелей сочетают формовочную

установку с паровым подогревом и кантователем. Каждый стенд оснащен системой автоматического контроля и регулирования теплового процесса, разработаны и внедрены специальные термодатчики, устройства для фиксации закладных деталей в любой точке формовочной полости стенда, а также комплект оснастки для переналадки стендов на производство изделий с различными габаритами и конфигурацией боковых граней.

Создан бетоноукладчик, обеспечивающий равномерную послойную раскладку бетонной массы, что является одним из важнейших факторов получения высококачественной однородной декоративной камневидной поверхности изделия. Очистка и отмывка лицевой поверхности изделия после извлечения его из формы производится специальной машиной с автоматическим управлением.

Панели изготавливают из бетона марки М 400 с морозостойкостью Мрз 50. Конструкция плоской панели представлена на рис. 3.57.

Определенный интерес представляют литые закладные детали для крепления панелей, использованные при строительстве Центра международной торговли. С помощью деталей этого типа обеспечивается простота и необходимая точность монтажа конструкций наружных стен.

Метод вскрытия фактуры гранитного заполнителя перенесен на керамзитобетонные теплые панели. Эта отделка освоена Бескудниковским комбинатом строительных материалов и конструкций № 1 при изготовлении керамзитобетонных панелей по конвейерной и поточно-агрегатной технологии.

Важным средством повышения экономической эффективности строительства является внедрение легких металлических ограждающих конструкций.

Применение новых конструкций легких панелей позволяет резко сократить массу зданий, повысить производительность труда на стройке, улучшить качество строительства. Исследования показывают, что, несмотря на некоторое увеличение стоимости самих панелей по отношению к другим промышленным решениям наружных стен, общая стоимость строительства при их применении уменьшается на 8—10 %.

В качестве металлической обшивки легких панелей применяют листы из алюминиевых сплавов или стальные листы.

Материалом среднего утепляющего слоя в большинстве случаев в нашей стране и за рубежом служит пенополиуретан, обладающий рядом положительных качеств: хорошие прочностные показатели, малая плотность, низкое водопоглощение, технологичность (быстрота вспенивания и равномерная плотность вспененной массы).

Однако пенополиуретан имеет пониженную огнестойкость (предел огнестойкости панелей, выпускаемых Воронежским заводом, составляет 0,1 ч), сравнительно высокую стоимость и производится из дефицитного сырья. В связи с этим в Москве для производства легких ограждающих панелей в качестве утеплителя был принят

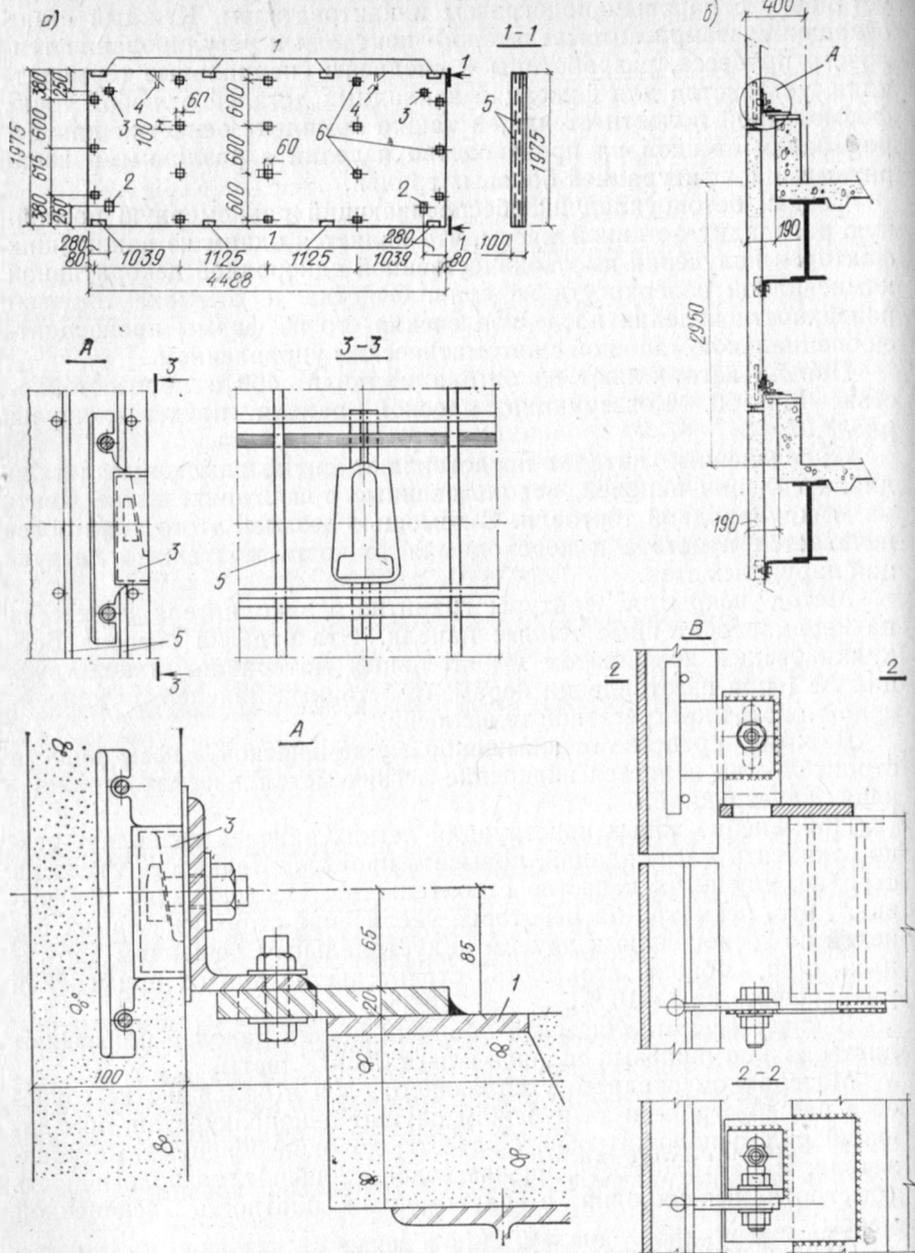


Рис. 3.57. Панели со вскрытой фактурой

а — стеновая панель; б — фрагмент фасада здания Центра международной торговли — разрез; А — установка специальной закладной детали; Б — деталь крепления панели; В — упрощенный вариант крепления панели; 1, 2 — закладные металлические детали; 3 — закладные детали для рихтовки и крепления панелей; 4 — закладная деталь для строповки панели (материал — полиэтилен); 5 — арматурные сетки; 6 — деревянные антисептированные пробки

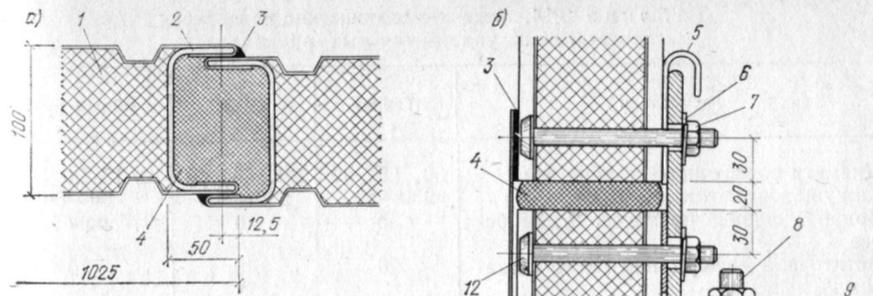


Рис. 3.58. Стыки легких металлических панелей наружных ограждений

а — вертикальный; б — горизонтальный; 1 — панель; 2 — отбортовка из стеклопластика; 3 — тнколовая или силиконовая мастика; 4 — минеральная вата в полиэтиленовой пленке или поролон; 5 — крюк для подвески панелей; 6 — пружинная шайба; 7 — стальная оцинкованная гайка; 8 — шпилька $\varnothing 16$; 9 — элемент перекрытия; 10 — закладная деталь в перекрытии; 11 — фартук из материала обшивки; 12 — стеклопластиковый болт или стальной оцинкованный болт

не пенополиуретан, а фенолформальдегидный пенопласт ФРП-1, имеющий достаточную ударную прочность при $t = -30^\circ\text{C}$, необходимую для его применения в московских климатических условиях.

Панели с двух сторон облицованы гофрированным алюминиевым листом толщиной 0,8 мм алюминиевого сплава АМ-2М. С одной стороны листы эмалированы краской. Торцы панелей открытые, поверхность утеплителя на заводе покрывается слоем клея марки 88П. Перед заливкой ФРП-1 алюминиевые листы с внутренней стороны покрывают клеем 88П для лучшего сцепления утеплителя с обшивками.

Панели длиной 7,2 м практически могут быть разрезаны на элементы любой длины.

Алюминиевые листы для придания панели большей жесткости соединяются с отбортовками при помощи заклепок, устанавливаемых с шагом 300 мм. Для панелей разработаны узлы сопряжений и крепления панелей к каркасу здания.

Линия по производству панелей такого типа была создана на заводе «Мосметаллоконструкция» в г. Видном.

Длина панелей 7,2 м, ширина 1025 мм, толщина 100 и 60 мм. С двух продольных сторон панели имеют бортовые элементы в виде швеллеров, которые изготавливаются на специальном оборудовании из поливинилхлорида.

Узлы соединения и крепления легких панелей ограждения представлены на рис. 3.58.

Стыки наружных панелей. Для уплотнения стыков наружных панелей применяются пористые резиновые прокладки на основе наирита — гернит, на основе натрийбутадиенового и натурального каучуков — прокладки ПРП, пенополиуретановые прокладки «Вилатерм-С», пенополиуретановые прокладки поробит, пропитанные

Таблица 3.14. Физико-механические показатели отечественных уплотнительных прокладок

Показатели	Гернит	ПРП	«Вилатерм-С»
Диаметр поперечного сечения, мм	30, 35, 40	20, 30, 40	10, 15, 20, 30, 40
Кажущаяся плотность, кг/м ³	200—500	200—400	50—80
Водопоглощение по массе, %, не более	5	5	0,7 по объему
Остаточная деформация после обжатия, %	20	40	15
Температурные пределы эксплуатации, °С	—40 +70	—25 +70	—60 +70

битумом. Физико-механические свойства отечественных прокладок представлены в табл. 3.14.

За последние годы проведен большой объем исследований герметизирующих материалов. Значительно расширились сведения о физических процессах, происходящих в стыках наружных панелей.

По своему назначению в стыковых соединениях прокладки подразделяются на уплотнительные (являющиеся подосновой для герметизирующей мастики) и профильные (диафрагмы, функция которых защищать стыки от проникновения влаги). Такие прокладки устанавливаются без герметизирующих мастик. Уплотнительные прокладки выпускаются круглого или прямоугольного сечения и имеют пористую структуру. Прокладки-диафрагмы обычно бывают плоскими или объемными, пустотелыми со сложной конфигурацией профиля. Оба вида прокладок могут устанавливаться в стыках на клею или насухо. Устанавливать в стыке прокладки можно как в процессе монтажа конструкций, так и после его окончания.

Известны пустотные прокладки на основе хлоропренового каучука, пенополиэтиленовые прокладки (рис. 3.59). Конфигурация профиля таких прокладок обеспечивает надежность их закрепления между стыкуемыми элементами, что достигается в результате контакта всей поверхности прокладки со стыкуемыми элементами. Сжатая прокладка вводится в стык с помощью деревянного молотка, затем устанавливается на заданную глубину соответствующими инструментами вручную или механически с помощью пневматического молотка. В комплекте с прокладками поставляется двухкомпонентный клей на основе хлоропренового каучука для соединения прокладок по длине или при их пересечении.

Применяется также способ уплотнения стеновых панелей прокладками-диафрагмами (рис. 3.60), изготовленными методом экструзии из композиции термопластов. Для этих целей может быть использован полипропилен или полиэтилен высокой плотности, а также сополимеры полистирола или ПВХ. Молекулярная ориентация материала в пластмассе позволяет получить желаемую прочность прокладок.

Прокладки получают горячей формовкой экструдированных элементов с тем, чтобы получить ориентированный профиль сложной конфигурации. В состав смеси для экструзии можно включить антипирены или добавки, повышающие огнестойкость и атмосферостойкость прокладок. Такие прокладки могут быть использованы в вертикальных и горизонтальных стыках впритык или в ус. Кромки панели при этом покрывают грунтовочными составами. Прокладку сжимают и вставляют в стык. В стыке прокладка под действием упругих сил восстанавливает первоначальную форму и плотно примыкает к кромкам панели.

В ПНР и ГДР применяют уплотнительные прокладки из эластичного пенополиуретана, пропитанного битумом улучшенного качества. Свойства прокладок на основе пенополиуретана представлены в табл. 3.15.

В строительстве в ФРГ, Японии, Голландии, Финляндии нашли широкое применение уплотнительные прокладки из пенополиэтилена. Такие прокладки изготавливаются круглыми или эллипсовидными, полого или сплош-

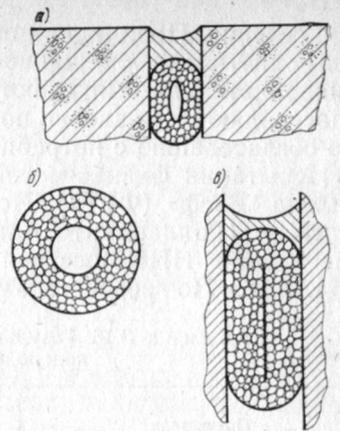


Рис. 3.59. Полые пенополиэтиленовые прокладки

а — в стыке; б — поперечное сечение; в — в стыке в сжатом состоянии

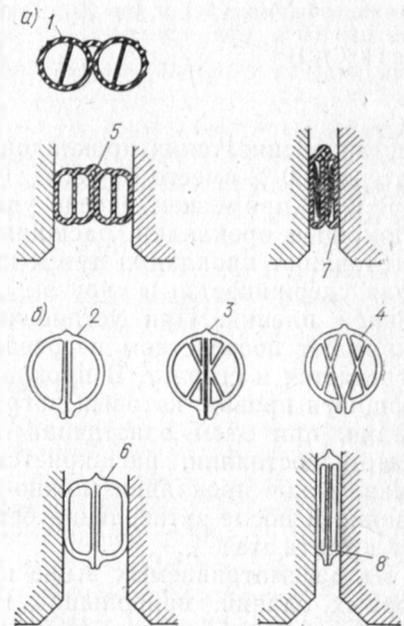


Рис. 3.60. Прокладки-диафрагмы

а — резиновые; б — полиэтиленовые; 1, 2, 3, 4 — конструкции прокладок; 5, 6 — прокладки, частично обжатые в стыке; 7, 8 — прокладки, полностью обжатые в стыке

Таблица 3.15. Физико-механические свойства пенополиуретановых прокладок, пропитанных битумом

Показатели	Норма показателя	
	ПНР	ГДР
Средняя плотность, кг/м ³	20	27
Теплостойкость, °С	80	90
Водопоглощение, %	3	—
Прочность на сжатие, Па	15	30—50
Остаточная деформация при 20 °С, %	—	4—5
Морозостойкость, °С	—30	—20
Относительное удлинение при разрыве при температуре 20 °С, %	—	300—350

ного сечения. Прокладки получают вспениванием в экструдере гранул полиэтилена, смешанного с порообразователем. Прокладки из пенополиэтилена выпускают различного диаметра — от 10 до 70 мм и поставляют в упаковке по 10 м (малых диаметров) или по 2,5 м (по согласованию с потребителем) больших диаметров.

Испытания физико-механических свойств прокладок пенополиэтилена «Басф» (ФРГ), «Искра» (Япония), «Валке» (Финляндия), «Сигма» (Голландия) были проведены лабораторией герметизации зданий НИИМосстроя. Результаты испытания приведены в табл. 3.16. По результатам испытаний видно, что эластическое

Таблица 3.16. Результаты физико-механических показателей пенополиэтиленовых прокладок

Показатели	«Басф»	«Искра»	«Сигма»	«Валке»
Кажущаяся плотность, кг/см ³	34	31	46	48
Водопоглощение по массе, %	0,1	0,5	0,2	0,01
Эластическое восстановление при температуре:				
—20 °С, %	45	—	68	60
+50 °С, %	15	—	20	0
Сжимающее усилие при поперечном обжатии на 1 м (деформация 50 % при температуре 20 °С), Н	2890	4000	2310	1620

восстановление таких прокладок при температуре 50 °С составляет только 20 % вместо 70—80 %.

В ФРГ применяют способ уплотнения стыков между панелями с помощью прокладки, расширяющейся после установки в стык. Изготавливают прокладки путем прессования эластичной массы, которая удерживается в упругом состоянии оболочкой из термопластичной пленки. При установке прокладки в стык ее оболочку вскрывают посредством нагревания горелкой, при этом оболочка нагревается и сгорает. В прокладку можно запрессовывать нагревающий провод, который нагреваясь расплавляет оболочку прокладки, при этом эластичная масса, находящаяся в оболочке в сжатом состоянии, расширяется и плотно прилегает к кромкам стыка. Такие прокладки можно запрессовать в бетон при бетонировании и после затвердения бетона, нагрев оболочку, вскрыть ее и уплотнить стык.

Из рассматриваемых выше прокладок, применяемых в стыках сборных зданий, наибольший интерес представляют профильные защемленные прокладки, которые могут быть использованы в качестве герметизирующего материала для обеспечения водонепроницаемости стыков. В отличие от других конструктивных способов защиты стыков, например грибообразных нащельников, такие прокладки не изменяют архитектуры фасадов здания.

Расширяющиеся вкладыши и полиуретановые пропитанные прокладки могут найти применение в качестве воздухозащитных материалов с внутренней стороны стыка.

Прокладки из вспененного полиэтилена весьма перспективные материалы, они освоены отечественной промышленностью. Эти прокладки равномерно обжимаются в стыке и не имеют местных вмятин, поэтому слой герметизирующей мастики, укладываемой сверху, имеет равномерную толщину по всей длине стыка, что повышает качество герметизации и улучшает внешний вид здания.

* * *

Обобщение опыта применения конструкций наружных ограждений в каркасных зданиях повышенной этажности позволяет сделать некоторые выводы о направлениях дальнейшего развития этих конструкций в московском строительстве.

Развитие ограждающих конструкций будет идти по пути совершенствования однослойных керамзитобетонных панелей — повышения их теплотехнических качеств, улучшения конструктивных решений, укрупнения конструкций, повышения их декоративных качеств путем введения различных новых видов отделки или образования лицевых фасадных поверхностей.

Наряду с керамзитобетонными конструкциями стен будут совершенствоваться конструкции оконных заполнений и системы витражей.

Намечается более широкое использование панелей со вскрытой химическим способом фактурой.

Для общественных зданий кроме керамзитобетонных панелей будут применяться легкие навесные ограждения на основе алюминиевого фахверка и асбестоцементных утепляющих панелей. Предпосылками для развития новых конструктивных решений является создание в Москве современных предприятий по изготовлению металлических и асбестоцементных конструкций, а также алюминиевых строительных конструкций, что позволит значительно снизить стоимость и повысить эффективность новых ограждающих конструкций.

8. ФУНДАМЕНТЫ

Выбор типа фундаментов. Фундаменты каркасно-панельных зданий — единственный конструктивный элемент, выполнение которого предусмотрено, как правило, в монолитном железобетоне.

Отдельные попытки использования индустриальных сборных железобетонных конструкций, в том числе индивидуальных или входящих в состав других серий, развития не получили.

Выбор конструктивного решения фундаментов является одной из наиболее важных и серьезных проблем многоэтажного каркасного строительства. Фундамент определяет прочность и надежность сооружения в целом, кроме того, от правильного и рационального его выполнения во многом зависят экономичность, трудоемкость и темпы возведения здания. Сложность выбора конструкции фундаментов в каркасных многоэтажных зданиях определяется необ-

ходимостью передачи на грунт больших сосредоточенных нагрузок, достигающих 15000 кН и более.

Практикой фундаментостроения выбран ряд конструктивных решений фундаментов для каркасных зданий повышенной этажности как на естественном основании, так и в виде свай.

Фундаменты на естественном основании применяются следующих типов: ленточные — в виде параллельных или перекрестных лент; плитные — в виде ребристых или плоских (безбалочных) плит; коробчатые высотой в один, реже два этажа.

Свайные фундаменты используются в виде забивных свай квадратного или прямоугольного сечения, набивных свай различных систем, свай-оболочек.

Выбор типа фундаментов определяется величиной и характером действующих нагрузок, видом, несущей способностью и деформативностью грунтов основания.

Анализ опыта применения обычных забивных свай прямоугольного сечения 30×30 см в многоэтажном строительстве показал, что вследствие малой расчетной нагрузки на такие сваи, не превышающей 500—600 кН, их не удастся разместить под колоннами каркаса, несущими нагрузки более 6000—8000 кН. При конструировании таких фундаментов получается, по существу, сплошное свайное поле, по которому необходимо выполнить мощный ростверк, способный в ряде случаев без участия свай передавать нагрузку на грунты основания. В частности, приведенный расход бетона ростверков для свайных фундаментов отдельной группы 16-этажных каркасно-панельных жилых домов серии МГ-601Д составил 0,7 м.

Цилиндрические сваи-оболочки, несмотря на ряд достоинств и, в частности, способность нести нагрузки до 5000—6000 кН на сваю, также не нашли широкого применения в московском строительстве по следующим причинам. При погружении свай возникает значительная вибрация грунта основания, представляющая опасность для соседних зданий, а также шум, создающий дискомфортные условия для окружающей застройки.

В сложных в геологическом отношении участках города применяются набивные сваи системы «Беното», получившие широкое распространение за рубежом.

Сваи выполняются с помощью специальной установки, включающей обсадные трубы диаметром около 1 м, грейфер для выемки грунта из полости обсадных труб и бурильную установку, заворачивающую трубы в грунт. Бетон сваи армируется и, как правило, только в верхней части сваи. Вследствие этого расход стали на набивные сваи по сравнению с забивными традиционной конструкции в 2—3 раза меньше.

Расчетная нагрузка на сваи системы «Беното», опирающиеся на достаточно прочные грунты основания, может достигать 4000—6000 кН, т. е. под колонну многоэтажного здания высотой 16—25 этажей требуются одна-две сваи.

Конструкция фундаментов из свай «Беното» применена впервые

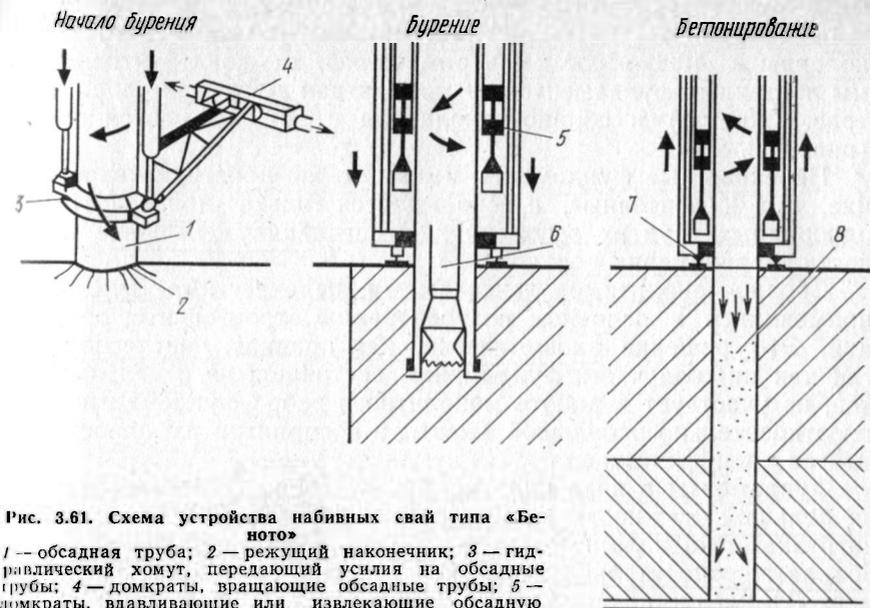


Рис. 3.61. Схема устройства набивных свай типа «Беното»
1 — обсадная труба; 2 — режущий наконечник; 3 — гидравлический хомут, передающий усилия на обсадные трубы; 4 — домкраты, вращающие обсадные трубы; 5 — домкраты, вдавливающие или извлекающие обсадную трубу; 6 — ударный грейфер; 7 — система передвижения; 8 — бетон

в московской практике для строительства 16-этажного каркасно-панельного жилого дома серии МГ-601 на Воробьевском шоссе. Под колоннами каркаса, усилия на которые достигают 6000 кН, выполнено по одной свае. Концы свай опираются на слой крупнозернистого песка, расположенный на глубине около 20 м от поверхности. Отдельные сваи, как правило, объединяются железобетонным ростверком.

Схема устройства свай «Беното» и их конструкция представлены на рис. 3.61.

Особенностью оборудования для производства бурильных работ является конструкция обсадной трубы и узлов соединения ее звеньев (для наращивания труб по мере их погружения в грунт), позволяющая при малой высоте бурильной установки и относительно малой длине звеньев труб бурить скважины глубиной до 60—80 м.

Как показал опыт использования свай «Беното», их устройство целесообразно на слабых или непригодных в качестве естественного основания грунтах с опиранием на грунты, имеющие высокие физико-механические качества (в условиях Москвы на карбонные отложения — известняки), при длине свай от 15 до 25 м.

В период становления и развития унифицированного каркаса для зданий на его основе опробованы различные конструкции фундаментов на естественном основании.

Ленточные фундаменты для многоэтажных зданий использовались относительно редко, так как область их применения ограничивалась грунтами с высокими нормативными сопротивлениями

порядка 0,3—0,35 МПа при относительно небольших нагрузках на колонны — 4000—5000 кН. Применялись две конструктивные схемы ленточных фундаментов — монолитная с высотой ребра до 2 м (рис. 3.62, а) и сборно-монолитная с общей высотой до 1,5 м (рис. 3.62, б).

Перекрестные фундаменты имеют то же конструктивное решение, что и ленточные, и используются только при недостаточности однородных грунтов основания, обеспечивая уменьшение вероятности неравномерных осадок.

Сборно-монолитные ленточные и перекрестные фундаменты применялись в основном по требованию строительных организаций. Это решение экономически, как правило, нецелесообразно, так как нижняя часть фундамента, состоящая из отдельных блоков, не участвует в работе монолитного ребра фундаментной ленты относительно небольшой высоты в восприятии изгибающих моментов и поперечных сил.

Фундаменты в виде плит используются, как правило, в зданиях большой этажности (выше 16 этажей), т. е. с более высокими нагрузками на колонны, или в случаях, когда грунты основания обладают относительно невысокой несущей способностью. Фундаменты такого типа выполнены, в частности, в 25-этажных жилых домах на проспекте Калинина, гостинице «Интурист», 20-этажных гостиницах на Смоленской площади, институте хирургии им. А. В. Вишневского и др.

При этом нашли применение две разновидности фундаментов — в виде ребристой плиты и в виде плоской (безбалочной) плиты. Ребристая плита фундаментов под 25-этажные жилые дома на проспекте Калинина выполнена толщиной 60 см с ребрами об-

Таблица 3.17. Сопоставление расхода стали и бетона для фундаментов в виде плит

Тип фундамента	Объект	Число этажей	Нормативное сопротивление грунта, МПа	Расход материалов	
				бетона, м ³ /м ²	стали, кг/м ²
Ребристая плита	Жилой дом на просп. Калинина	25	0,30	1,0	100
То же	Гостиница в квартале № 5 Юго-Западного района	18	0,20	1,0	90
»	Административное здание в Георгиевском переулке	18	0,25	1,25	85
Плоская (безбалочная) плита	Общесоюзный телецентр	13	0,25	1,15	200
То же	Гостиница «Интурист»	21	0,25	1,4	95
Полая фундаментная коробка	Здание института Гидропроект	27	0,25	2,5	300
То же	Здание СЭВ	30	0,25	2,4	280

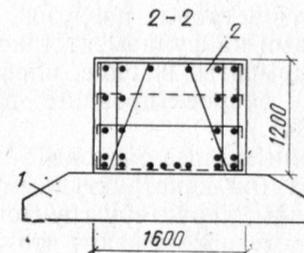
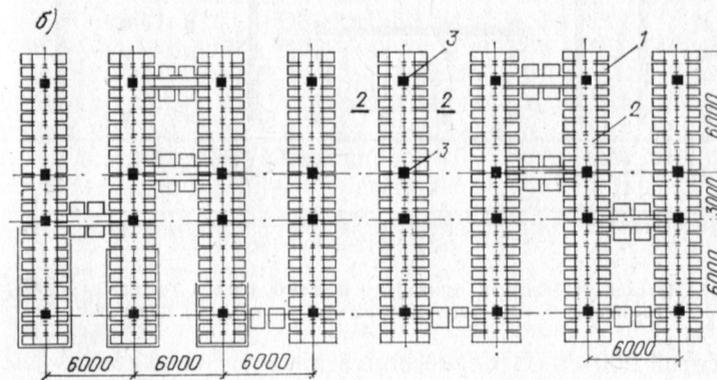
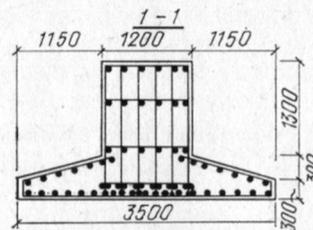
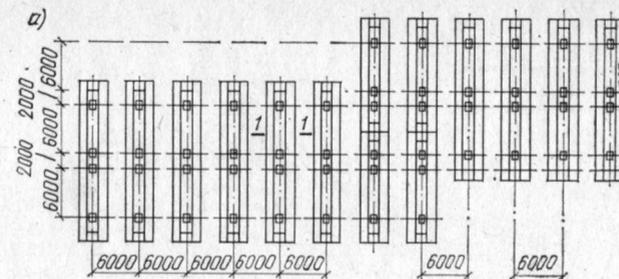


Рис. 3.62. Ленточные фундаменты

а — монолитный; б — сборно-монолитный; 1 — сборный фундаментный блок; 2 — монолитное ребро; 3 — колонны каркаса

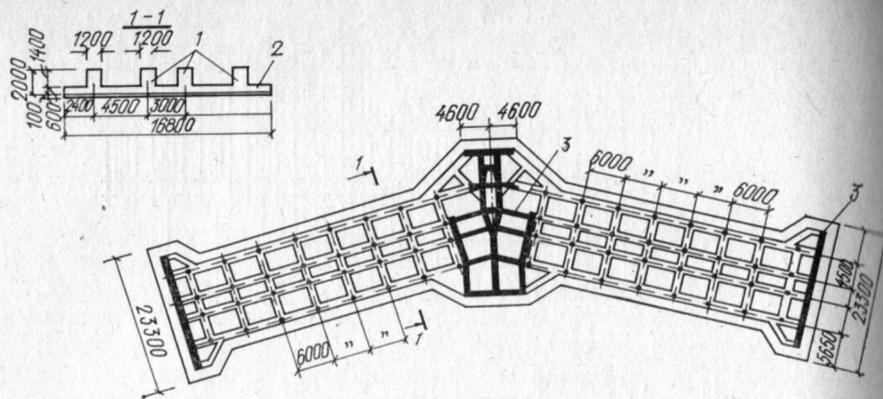


Рис. 3.63. Плитные ребристые фундаменты. Фундаментная плита 25-этажного здания на проспекте Калинина
1 — перекрестные ребра; 2 — плита; 3 — связевые диафрагмы

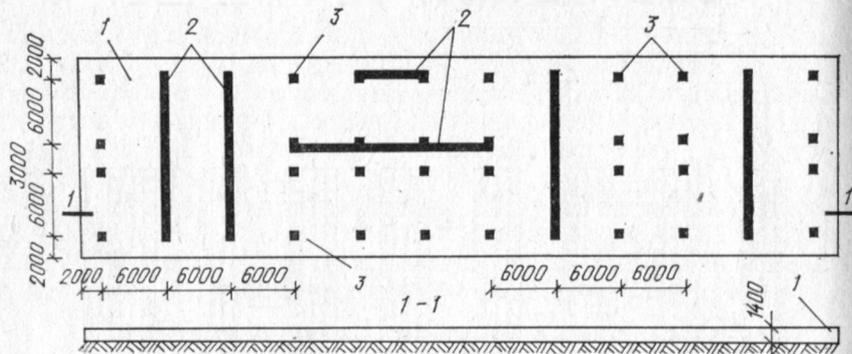


Рис. 3.64. Плоская безбалочная фундаментная плита здания гостиницы «Интурист»
1 — плита; 2 — связевые диафрагмы; 3 — колонны каркаса

щей высотой 200 см. В плане плита развита на участках расположения связевых диафрагм жесткости, т. е. в местах концентрации усилий от ветровых нагрузок, передаваемых железобетонными диафрагмами на фундамент (рис. 3.63).

Фундаменты в виде плоской (безбалочной) плиты толщиной 140 см запроектированы для здания гостиницы «Интурист» (рис. 3.64).

Сравнительные расходы бетона и стали в примерно однотипных условиях (по конструктивным схемам зданий, величине нагрузок на колонны, характеру грунтов) приведены в табл. 3.17. Полученные данные показывают, что простота конструкции плоской (безбалочной) плиты, позволяющая выполнять ее индустриальными методами, достигается относительно небольшим увеличением расхода материалов. В то же время значительное сокращение строительной трудоемкости этой конструкции обусловлено резким умень-

шением объема опалубочных работ (плиту можно выполнять, по существу, вообще без опалубки), большим упрощением арматурных работ, возможностью выполнять бетонирование высокомеханизированными способами, например с помощью бетононасосов, и т. д.

Поэтому в целях уменьшения трудоемкости возведения более целесообразно применение безбалочных фундаментных плит. Естественно, что такой вывод должен определяться величиной действующих нагрузок. Он справедлив для сосредоточенных нагрузок от колонн в пределах 10 000—15 000 кН при расстоянии между колоннами до 9 м. В местах опирания колонн с большими сосредоточенными нагрузками рекомендуется выполнять банкеты (как бы опрокинутую капитель) либо, чтобы не усложнять опалубку, эту же задачу можно решить с помощью усиленного армирования плиты на участке опирания колонн.

При проектировании фундаментных плит следует предостеречь от стремления к излишнему уменьшению их толщины, так как это снижает изгибную жесткость плит, приводит к увеличенным деформациям и, следовательно, к образованию и значительному раскрытию трещин, что может вызвать активную коррозию арматуры. Помимо этого, повышенная гибкость плиты приводит к концентрации напряжения под ребрами или в зоне опирания колонн (в безбалочных плитах), т. е. к увеличению осадок здания.

Кроме того, излишнее уменьшение толщины плиты и соответственно увеличение ее гибкости определенным образом влияют на работу каркаса здания, так как возникающие при этом неравномерные осадки плиты могут вызвать дополнительные изгибающие моменты в узлах и элементах каркаса.

Исследования показали, что влияние неравномерной осадки колонн в пределах до 1 : 1000 пролета может не учитываться при расчете каркаса за счет перераспределения усилий, вследствие развития пластических деформаций. Следует подчеркнуть, что связевая система унифицированного каркаса с относительно малыми моментами заземления в узлах обладает значительной податливостью, в связи с чем не предъявляются чрезмерные требования к увеличению жесткости фундаментов.

Базируясь на опыте проектирования, а также на специально проведенном статистическом обобщении вариантного проектирования с помощью ЭВМ, выявлена оптимальная толщина плит: ребристых — примерно $\frac{1}{8}$ — $\frac{1}{10}$ пролета, плоских (безбалочных) — $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{8}$ пролета.

Ребристые плиты армируют верхней и нижней сетками и вертикальными каркасами в ребрах. Особую сложность в производстве работ по бетонированию таких фундаментов вызывает (кроме необходимости установки опалубки для образования ребер) пропуск арматуры в местах пересечения ребер.

Эксплуатационная невозможность использования пазух, образованных в междуреберном пространстве, иногда приводит к необходимости устраивать дополнительное, опирающееся на ребро, перекрытие или заполнять пазухи неконструктивным материалом, что

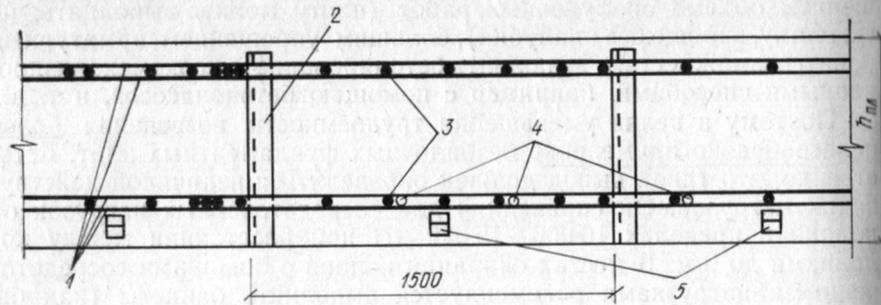


Рис. 3.65. Армирование плоской фундаментной плиты

1 — поперечная арматура; 2 — подставки под верхнюю сетку; 3 — продольная арматура; 4 — дополнительные поперечные стержни для восприятия максимальных моментов; 5 — дополнительные поперечные стержни под нижнюю сетку

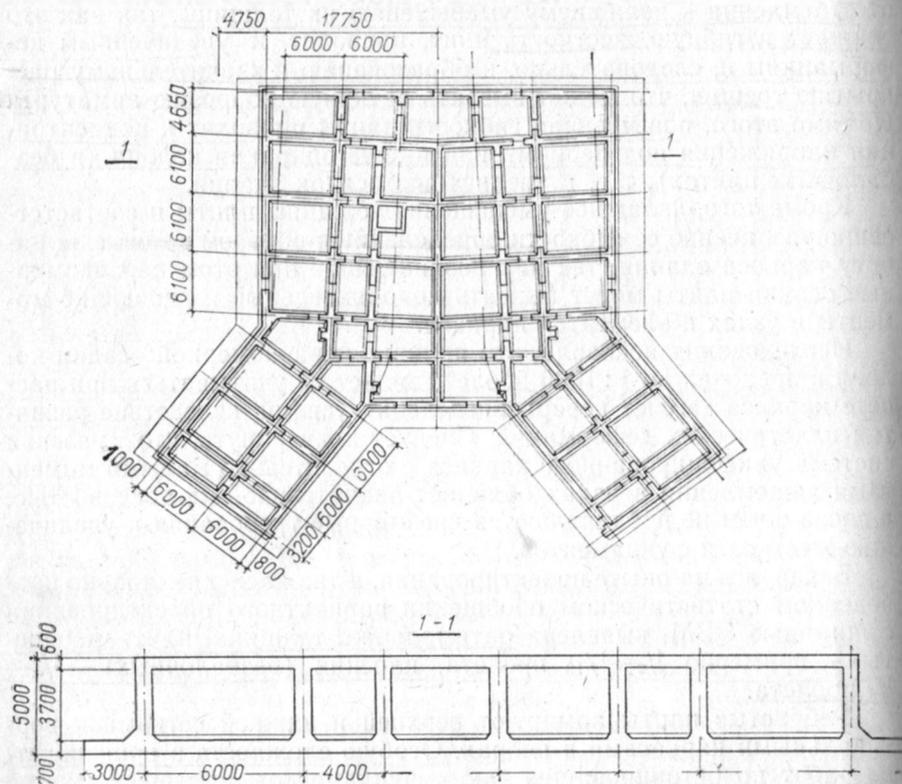


Рис. 3.66. Фундамент в виде полых железобетонной коробки здания СЭВ

снижает экономическую эффективность конструкции.

Плоские плиты армируют сварными сетками — нижней и верхней — в сочетании с вертикальными арматурными каркасами и реже отдельными стержнями, привязываемыми к сеткам (рис. 3.65).

В плитных фундаментах следует обращать внимание на конструкцию опирания связевых диафрагм, передающих на фундамент значительные нагрузки с концентрацией усилий в краевых фибрах диафрагм. В этом случае полезно развивать сечение диафрагм в пределах подвала или нижнего этажа путем образования своего рода траверс, снижающих концентрацию усилий и распределяющих их более равномерно на плиту.

Фундаменты коробчатой конструкции типа примененных в высотных зданиях (1948—1953 гг.) на первом этапе строительства каркасно-панельных зданий себя не оправдали. Опыт их возведения показал не только высокий расход бетона и стали по сравнению с плитными фундаментами для аналогичных нагрузок и типов каркаса, например здания гостиницы «Интурист», но и крайне высокую трудоемкость.

Из табл. 3.17 видно, что в первом случае расход бетона в 3 раза, а стали — в 1,8 раза выше, чем во втором.

Такая конструкция фундаментов была применена для зданий Гидропроекта и СЭВ (рис. 3.66).

Выбор метода расчета фундаментов на естественном основании.

Теория и практика расчета фундаментов, лежащих на податливом грунтовом основании, недостаточно разработана. Так, в действующих нормах вообще отсутствуют методы расчета фундаментов на упругом основании. Сложность задачи заключается в том, что характер деформации грунтов под нагрузкой зависит от вида грунтов, размеров фундаментов, методов производства земляных работ, характера напластования грунтов и других факторов. Кроме того, деформация грунтов является процессом, протекающим в течение более или менее длительного времени, в связи с чем происходит перераспределение напряжений в грунте и в конструкциях фундаментов. Все эти обстоятельства создают известную неопределенность в величине напряжений и в осадке грунтов в основании зданий.

Для расчета ленточных и плитных фундаментов применяются методы, основанные на теории расчета балок и плит на упругом основании (коэффициента постели (так называемый способ Винклера) упругого полупространства (упругого слоя). Каждый из этих методов расчета имеет свою область применения, в которой данный метод дает хорошую точность расчета.

Так, метод коэффициента постели дает хорошие результаты для грунтов, подстилаемых скальным основанием, расположенным на относительно небольшой глубине от подошвы фундаментов. Метод упругого слоя занимает промежуточное положение между методом коэффициента постели и методом расчета на упругом полупространстве.

Недостатком способа Винклера является неопределенность величины коэффициента постели, меняющегося в широких пределах. Несмотря на это, метод может быть использован для практического расчета гибких фундаментов, для чего необходимо в расчете принять такое значение коэффициента постели или такие его край-

ние пределы, которые близко соответствуют фактической работе конструкции. Здесь в значительной мере требуются искусство, интуиция и опыт проектировщика.

Рекомендовать для расчета способ Винклера можно также и по тем соображениям, что эта теория тщательно разработана, составлены многочисленные таблицы и графики, дающие возможность просто и с наименьшими затратами времени выполнить расчет плиты или балки.

В основу метода расчета с учетом упругого полупространства положены предпосылки, что грунт представляет собой идеально упругий, однородный по глубине, неограниченный массив, на который действует нагрузка от фундамента. Однако, как показали обширные экспериментальные исследования, а также теоретический анализ, модель линейно деформируемого полупространства переоценивает влияние сцепления и внутреннего трения в грунте на распределение реактивных давлений под подошвой фундамента и его осадку и во многом противоречит фактической работе грунтового основания, в частности, усилия в фундаментах и величина осадки получаются намного больше тех, которые фактически имеют место; под концами фундаментов теоретические напряжения на грунт получаются бесконечно большими (что и вызывает завышенные значения изгибающих моментов в фундаменте). Достаточно напомнить, что в фундаментах первых высотных домов, рассчитанных по этой теории, расход арматуры достигал 300 кг на 1 м³ бетона, поэтому применение этого метода должно быть ограничено в практике проектирования.

В последние годы значительное развитие получила новая модель упругого основания, так называемая «модель упругого слоя», в которой основание представлено в виде однородного идеально упругого слоя ограниченной толщины. Глубина сжимаемой толщи выбирается равной расстоянию от подошвы фундаментов до скального, несжимаемого основания или от подошвы фундаментов до нижней границы сжимаемой толщи (при весьма малой толщине упругого слоя решение задачи по этому методу практически совпадает с теорией Винклера; при толщине упругого слоя большей, чем длина фундамента, решение совпадает с моделью упругой полуплоскости). Результаты, которые получаются по «модели упругого слоя», неплохо соответствуют фактическим данным.

В частности, для оценки достоверности метода были измерены осадки и прогибы фундаментных плит ряда многоэтажных зданий в Москве и сопоставлены с расчетными данными. Представляют интерес полученные величины осадок. Осадки фундаментной плиты здания гостиницы на Смоленской площади при среднем давлении на основание 0,1 МПа составили 3—7 см, здания гостиницы «Интурист» при давлении на основание 0,2 МПа — 7—13 мм. Максимальные осадки отмечались в центральной части плиты, с удалением от центра плит к их краям осадки уменьшаются. Эпюры осадок плит с ростом нагрузок параллельно смещаются вниз, при-

ближаясь к расчетным, полученным с использованием модели основания в виде слоя конечной толщины.

Эти результаты, полученные при анализе осадок фундаментных плит, свидетельствуют о том, что наиболее соответствует реальным свойствам грунтового основания модель упругого слоя конечной толщины. На основании проведенных НИИ оснований исследований глубина сжимаемой толщи составляет для песчаного основания около 1/3, для глинистого — 1/2 ширины плиты.

Рассматриваемый метод является наиболее достоверным и поэтому его можно рекомендовать для расчета плитных и ленточных фундаментов. Он более прогрессивен по сравнению с гипотезой упругого полупространства и позволяет исключить (или снизить) излишние запасы прочности в конструкции фундаментов.

Недостатком модели упругого слоя является известная неопределенность в выборе модуля деформации грунта и глубины сжимаемой толщи. Кроме того, применение этой модели в практических расчетах ограничивается из-за отсутствия разработанных таблиц.

В управлении Моспроект-1 за последние годы проведены работы по созданию простых, удобных в практическом применении способов расчета фундаментов различной конструкции с использованием таблиц, разработаны программы для расчета оснований и фундаментов на ЭВМ.

Интересная и результативная работа в этой области выполнена в Челябинском политехническом институте (В. И. Соломин) с участием Моспроекта-1. В результате проведенных исследований составлена программа расчета на ЭВМ фундаментных плит сложной конфигурации, лежащих на винклеровом основании, позволяющая учесть в расчете переменную жесткость плиты, влияние верхнего строения в виде диафрагм жесткости, а также неоднородность в плане коэффициентов жесткости основания. Задача решена вариационно-разностным методом. Алгоритм предусматривает автоматизированное формирование разностных уравнений для различных типов узлов. Эта программа может быть использована для расчета фундаментных плит зданий повышенной этажности, свайных ростверков, фундаментов в виде перекрестных лент и т. д.

Расчет фундаментов по прочности и раскрытию трещин производят по СНиП на соответствующие этим предельным состояниям наибольшие усилия, которые определяют по значениям нагрузок, коэффициентов перегрузок и коэффициентов сочетаний, а также с учетом влияния наиболее неблагоприятного распределения сжимаемости грунтового основания в плане. В фундаментах, как и в железобетонных конструкциях, к которым предъявляются требования 3-й категории трещиностойкости, допускается ограниченное по ширине кратковременное и длительное раскрытие трещин. В условиях неагрессивной среды допускается предельная ширина раскрытия трещин: кратковременная — 0,4 мм, длительная — 0,3 мм.

При расчете по кратковременному раскрытию трещин учитывается совместное воздействие всех нагрузок (кроме особых), вводимых в расчет с коэффициентом перегрузки $n=1$. При расчете по

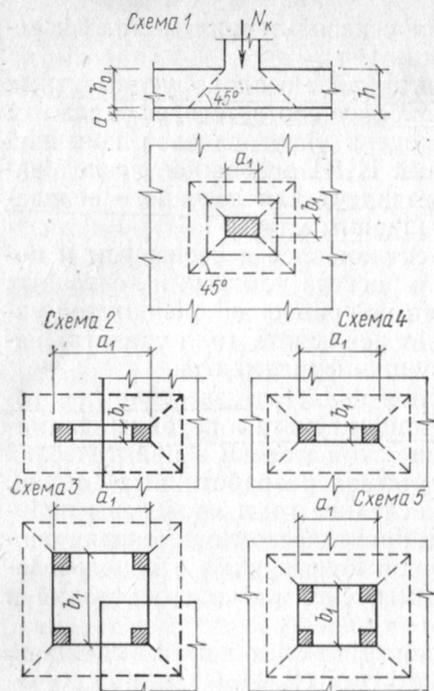


Рис. 3.67. К расчету на продавливание плиты колоннами

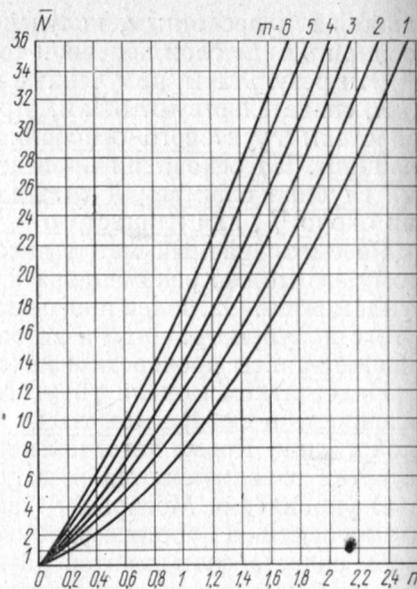


Рис. 3.68. График коэффициентов λ для определения рабочей высоты фундаментной плиты при расчете на продавливание

длительному раскрытию трещин учитывается совместное воздействие постоянных и длительных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом перегрузки $n=1$.

Расчет фундамента по прочности состоит из расчета на продавливание и расчета нормальных сечений по изгибающим моментам либо на внецентренное растяжение или внецентренное сжатие.

Расчетом на продавливание определяется требуемая минимальная толщина плиты фундамента. Расчет нормальных сечений на изгиб или внецентренное растяжение (сжатие) определяется требуемая из условий прочности площадь сечения продольной арматуры.

Расчет фундамента на раскрытие трещин состоит из определения площади сечения продольной арматуры при предельно допустимой ширине раскрытия трещин.

Допускается не производить расчета по раскрытию наклонных трещин, если обеспечена прочность фундамента на продавливание.

Расчет плиты на продавливание колонной производят в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, боковые грани которой наклонены под углом 45° (рис. 3.67). Верхним основанием пирамиды является площадь $F_b = a_1 b_1$ передачи продавливающей силы, нижним — $F_n = a_2 b_2$, ограниченная боковыми гранями пирамиды и плоскостью расположения арматуры.

В зависимости от расположения колонн на плите продавливание может происходить по следующим схемам (рис. 3.67): схема 1 — продавливание одиночной колонны с образованием пирамиды с четырьмя наклонными гранями; схема 2 — то же, с тремя наклонными гранями; схема 3 — то же, с двумя наклонными гранями; схема 4 — продавливание группы из двух колонн с образованием пирамиды с четырьмя наклонными гранями; схема 5 — то же, при группе из четырех колонн.

На рис. 3.67 жирными линиями (сплошной и пунктирной) показано продавливание по схемам 2 и 3, тонкими — как эти схемы могут быть условно приведены соответственно к схемам 4 и 5.

Фундаментная плита должна удовлетворять требованиям прочности при любой возможной схеме продавливания.

Прочность на продавливание $Q_{пр}$ считается обеспеченной, если соблюдается условие $V_{пр} \leq Q_{пр}$. Продавливающую силу $V_{пр}$ определяют как разность сил ΣN_k , приложенных к верхнему основанию пирамиды, и реактивного давления грунта p в пределах площади нижнего основания пирамиды продавливания F_n :

$$V_{пр} = \Sigma N_k - p F_n. \quad (3.7)$$

Реактивное давление грунта допускается определять по формуле

$$p_{гр} = \Sigma N_k / F_p, \quad (3.8)$$

где F_p — площадь прямоугольного участка фундаментной плиты, через которую передаются на грунт продольные силы в колоннах. Площадь этого участка ограничивается линиями, проходящими через середины расстояний между колоннами, а для крайних колонн — также краями плиты.

Прочность плиты на продавливание определяют по формуле

$$Q_{пр} = m_{пр} R_p b_{ср} h_0, \quad (3.9)$$

где $m_{пр}$ — коэффициент условий работы плиты при продавливании, принимаемый равным: при продавливании с образованием четырех наклонных граней пирамиды $m_{пр}=1$; то же, при образовании трех наклонных граней $m_{пр}=0,9$; то же, при образовании двух наклонных граней $m_{пр}=0,8$; $b_{ср}$ — среднее арифметическое величины периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания.

Рабочую высоту фундаментной плиты, удовлетворяющую условию прочности на продавливание, рекомендуется определять с помощью графика на рис. 3.68.

Рабочую высоту плиты определяют по формуле

$$h_0 = n b_1, \quad (3.10)$$

где n — коэффициент, определяемый по графику, в зависимости от параметра

$$\bar{N} = \Sigma N_k - m_1 p_{гр} b_1^2 / (m_{пр} R_p - p_{гр}) b_1^2, \quad (3.11)$$

где $m = a_1 / b_1$ (a_1, b_1 — большая и меньшая стороны верхнего основания пирамиды продавливания).

Расчет с помощью графика на рис. 3.68 применим при любой схеме продавливания. При продавливании с образованием только трех или двух наклонных граней пирамиды продавливания расчетные схемы, размеры a_1, b_1 и ΣN_k следует принимать по рис. 3.67, на котором все схемы продавливания условно приведены к схеме 1.

Площадь сечения продольной растянутой арматуры F_a по проч-

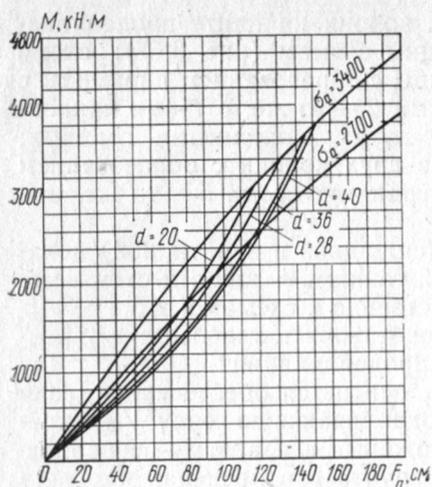


Рис. 3.69. График для определения площади сечения арматуры по значению изгибающего момента при толщине плиты 100 см

При предельно допустимой кратковременной ширине раскрытия трещин ($a_{т} = 0,4$ мм) — по соответствующей приведенной величине изгибающего момента, вычисляемой по формуле

$$M_{пр} = 0,75M_{дл} + 0,5M_{кр}, \quad (3.12)$$

где $M_{дл}$, $M_{кр}$ — изгибающие моменты соответственно от длительно и кратковременно действующих нагрузок.

Для внецентренно растянутых или внецентренно сжатых элементов площадь сечения растянутой арматуры определяют так же, как для изгибаемых элементов, но по величинам соответствующих эквивалентных по воздействию заменяющих моментов M'_s , определяемых относительно центра тяжести сжатой зоны сечения по формуле

$$M'_s = M \pm 0,5N(h_0 - a'), \quad (3.13)$$

где M , N — значения изгибающих моментов и осевых усилий, соответствующих рассматриваемому предельному состоянию.

В формуле (3.13) знак плюс принимается при осевом растягивающем усилии, а знак минус — при осевом сжимающем усилии.

Статический расчет пространственных дискретных систем — надфундаментное строение, фундамент и грунтовое основание — производится по специально разработанной программе «КАФОС» (каркас — фундамент — основание), реализуемой на ЭВМ «Минск-32». Исходная информация для расчета по программе «КАФОС» состоит из кратких систематизированных данных о структуре системы, типах жесткости ее элементов, величинах расчетных параметров трехпараметровой модели основания и нагрузках.

Статический расчет системы может быть выполнен также и по стандартным программам для расчета пространственных систем. В этом случае жесткость дискретных грунтовых опор определяют по формулам или по программе «ГРУНТ», реализуемой на ЭВМ «Минск-32».

Конструирование фундаментных плит. Толщину защитного слоя бетона для продольной арматуры фундаментов принимают не менее диаметра стержня, а для нижней арматуры — не менее 35 мм.

Защитный слой 35 мм предусматривает наличие по дну котлована бетонной подготовки толщиной 100 мм из бетона марки М 50 или М 100 и обмазочной гидроизоляции по верху подготовки. При глинистых грунтах на дно котлована предварительно укладывают и уплотняют слой песка или гравия. Эти мероприятия достаточны только при отсутствии напорных или агрессивных грунтовых вод.

Расстояние в свету между стержнями должно обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и назначается с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси. Должно быть обеспечено свободное прохождение наконечников штыковых вибраторов между арматурными стержнями.

Расстояние между осями стержней рекомендуется принимать по горизонтали не менее 100 мм и не более 300 мм (3 стержня на 1 м ширины).

На участках фундаментных плит в местах наибольших изгибающих моментов допускается располагать стержни арматуры парно (без зазора между ними). Не рекомендуется располагать стержни арматуры по вертикали более чем в два ряда в каждом направлении (продольном и поперечном). Эта рекомендация относится как к верхней, так и к нижней арматуре.

Содержание продольной арматуры в каждом направлении — по верху и по низу фундаментной плиты — должно быть не менее 0,1 %. Рекомендуется, чтобы содержание продольной рабочей арматуры в каждом направлении не превышало 0,5 %. Больше содержание арматуры возможно только на отдельных небольших участках плиты. Общее содержание арматуры в плите, как правило, не должно превышать 1—1,2 % (80—110 кг на 1 м³ бетона).

Нижнее и верхнее армирование плиты выполняют из отдельных стержней, укладываемых параллельно осям продольных и поперечных рядов колонн.

В пределах ширины отдельных подколонных и пролетных полос следует принимать одинаковое армирование. Оно должно состоять из сквозных стержней на всю длину полос и дополнительных стержней, укладываемых в местах больших изгибающих моментов.

Для уменьшения числа стыков и технологических отходов арматуры длинные стержни должны предусматриваться из отдельных стержней с произвольным расположением стыков. Стыки продольной арматуры должны быть равнопрочными и выполняться ванной сваркой.

Места обрыва дополнительных стержней во всех подколонных и пролетных полосах плиты определяют по эпюрам арматуры. При

этом первый обрыв стержней должен быть на расстоянии не менее $\frac{1}{3}$ пролета между колоннами от сечения с максимальным моментом; последующие обрывы — на расстоянии один от другого не менее $\frac{1}{2}$ пролета между колоннами. В одном месте не должно обрываться более двух стержней на 1 м ширины сечения.

Диаметры стержней продольной арматуры фундаментной плиты рекомендуется принимать не менее 16 мм.

Следует принимать на плиту не более трех и не менее двух различных диаметров стержней. Применение трех различных диаметров позволяет, как правило, удовлетворить требованиям расчета с существенно меньшим расходом стали, чем при двух различных диаметрах.

Различие в диаметрах стержней должно быть не менее 4 мм при диаметре 25 мм и не менее 8 мм — при диаметре 28 мм.

Сохранение проектного положения стержней арматуры должно обеспечиваться специальными мероприятиями (см. рис. 3.65):

первый нижний ряд продольной арматуры для обеспечения необходимой толщины защитного слоя следует укладывать на подкладки из пластмассы или мелкозернистого бетона;

последующие ряды нижней арматуры укладывают один на другой. Пересечения стержней закрепляют вязальной проволокой. Концы стержней закрепляют не менее чем в 2—3 пересечениях под ряд, в средних полях — в шахматном порядке через 2—3 пересечения. Допускается фиксация пересечения стержней прихватками дуговой сваркой, осуществляемыми электродами малых диаметров (3—4 мм) со строгим соблюдением режима сварки, исключающим подсежки и пережоги стержней;

нижний ряд верхней арматуры укладывают на плоские вертикальные каркасы, устанавливаемые с шагом не более 1,5 м. Продольные стержни этих каркасов принимают таких же диаметров, как и рабочую арматуру плиты, и учитывают как расчетную в соответствующем направлении;

последующие ряды верхней арматуры скрепляют так же, как и ряды нижней арматуры.

9. ШТАМПОВАННЫЕ ЗАКЛАДНЫЕ ДЕТАЛИ

На изготовление закладных деталей в сборных железобетонных конструкциях в нашей стране ежегодно расходуется около миллиона тонн стали. При этом производство закладных деталей является наиболее трудоемкой и металлоемкой частью арматурных работ. В отечественной практике наиболее широкое применение нашли сварные закладные детали, состоящие, как правило, из двух элементов: пластин и анкеров. Пластины выполняются из листового или профильного проката, анкера — из круглых гладких или периодического профиля стержней, которые присоединяются к пластине сваркой.

Размеры сечения и габариты пластин сварных закладных деталей принимаются большей частью не по условиям прочности, де-

формативности, коррозионной стойкости, а со значительным запасом — исходя из условий приварки анкеров, возможности размещения на пластинах анкеров и сварных швов. Производство таких деталей связано с трудоемкими сварочными операциями. Металлоемкость сварных закладных деталей достигает 10—12 % всего расхода стали, используемой на армирование железобетонных изделий, в то время как металлоемкость их изготовления составляет примерно 20 % всех затрат труда на производство арматурных работ.

Одним из важных направлений работ, выполняемых проектными организациями ГлавАПУ Москвы по совершенствованию конструкций крупнопанельных и каркасно-панельных зданий, является внедрение новых эффективных типов закладных деталей, в частности штампованных, изготавливаемых из полосового проката методом холодного штампования. В штампованных закладных деталях пластина и анкера составляют одно целое и вырубается с помощью штампа из одной и той же полосы. Отгиб анкеров и пластин в нужном направлении выполняется на специальных гибочных штампах.

Заделка пластинчатых анкеров в бетоне осуществляется с помощью специальных сферических выступов — пуклевок или просечек, выполняемых на анкерных частях закладных деталей с помощью штампов.

Для изготовления штампованных закладных деталей используется сталь марки ВстЗпс или Ст20.

За счет исключения сварочных операций при изготовлении штампованных закладных деталей и назначения размеров пластин по условиям работы этих деталей в здании толщину их пластинчатой части удается в большинстве случаев значительно уменьшить и получить тем самым существенное сокращение металлоемкости деталей.

Поточное производство штампованных закладных деталей в объединении Мосремстроймаш Главмосмонтажспецстроя максимально механизировано и осуществляется на четырех технологических линиях, оснащенных 20 прессами с усилием от 2500 до 6300 кН и соответствующей штамповой оснасткой.

Закладные детали изготавливаются на универсальных штампах. От прессы к прессу детали передаются транспортерами. На прессах последовательно выполняются операции по вырубке заготовок, выдавливанию сферических выступов — пуклевок на анкерных частях, прошивке отверстий и отгибу анкеров.

Для создания принципиально новой конструкции штампованных закладных деталей необходимо было прежде всего изучить прочность и жесткость анкеровки в бетоне полосовых анкеров, выявить предельные состояния, возникающие при выдергивании деталей различной формы, и разработать методику их расчета и конструирования.

В этих целях в НИИЖБ проведены экспериментальные исследования на двух группах опытных образцов. Эксперименты с первой группой образцов проводились для изучения особенностей анкеровки различных видов штампованных полосовых анкеров со

сферическими выступами — пуклевками, просечками или отгибами, обеспечивающими заделку штампованных закладных деталей в бетоне.

Испытания второй группы образцов ставили целью исследовать работу собственно штампованных закладных деталей в элементах панельных и каркасно-панельных зданий.

Было установлено, что характер работы образцов штампованных закладных деталей с односторонним расположением сферических выступов на анкерных участках аналогичен характеру работы закладных деталей с двусторонним расположением выступов и что расположение выступов практически не влияет на прочность анкеровки закладных деталей и их перемещения.

По результатам исследований НИИЖБ предложены расчетные формулы для предельных состояний, характеризующихся раскалыванием бетона полосовыми анкерными частями закладных деталей и интенсивным смятием бетона под сферическими выступами полосовых анкеров закладных деталей.

При разработке штампованных закладных деталей учитывались специфические требования штамповочного производства:

детали, изготавливаемые методом штамповки, должны быть максимально унифицированы по сортаменту полосы и иметь для обеспечения необходимой рентабельности тиражность каждой марки не менее 10—12 тыс. шт. в год;

детали должны отвечать требованиям технологичности изготовления на прессах с усилием до 6300 кН, в частности полосовая сталь должна быть толщиной не более 10 мм, а максимальный периметр вырубаемой заготовки не должен превышать величины

$$P = kT/b\sigma_{\text{ср}},$$

где T — усилие прессы, Н; b — толщина детали, см; $\sigma_{\text{ср}}$ — напряжение стали по срезу, Н/см²; $k=0,6-0,8$ — понижающий коэффициент для обеспечения нормальной работы штампа.

Длина вырубаемой заготовки не должна превышать 700 мм, при этом конфигурация деталей должна обеспечивать их удобную установку в формах и создавать условия для качественной укладки бетона в месте установки закладной детали.

В результате испытаний было установлено, что большей анкерующей способностью в бетоне по сравнению с пластинами, имеющими просечные и отогнутые лепестки, обладают пластины с выпуклостями, а также пластины, один конец которых отогнут под углом 90°.

Максимальная разрушающая нагрузка на закладную деталь с анкерровкой типа пуклевки при испытаниях в образцах из керамзитобетона достигла 60 кН, в образцах из бетона — 150 кН. Аналогичные результаты получены для анкеров с отогнутыми концами (соответственно 80 и 157 кН). В результате испытаний для силовых деталей унифицированного каркаса были приняты анкеровки комбинированного типа: с отгибом конца анкера и сферическими выступами, в центре которых для надежной пробетонировки прост-

ранства под выпуклостями и зацепления пластин в бетоне пробиваются отверстия.

Штампованные закладные детали для унифицированного каркаса запроектированы из стальной полосы 6×150 мм, длиной до 620 мм. Масса деталей до 2,8 кг. Монтажные соединительные детали для каркаса, изготавливаемые методом штамповки, выполняются из полосы толщиной 5, 6 и 8 мм, шириной от 50 до 200 мм. В номенклатуру этих деталей включены фигурные монтажные накладки — «рыбки» для соединения ригелей с колоннами, а также детали для соединения на монтаже перекрытий с диафрагмами жесткости и наружными панелями.

Штампованные детали для унифицированного каркаса показаны на рис. 3.70.

В состав Каталога унифицированных штампованных закладных деталей для московского строительства вошли 6 типов закладных и 7 типов монтажных соединительных деталей для каркасно-панельных зданий.

Опыт применения штампованных закладных деталей показал, что перевод на штамповку производства закладных и монтажных деталей позволяет сократить их трудоемкость, энергоемкость и металлоемкость благодаря механизации и автоматизации процесса производства, улучшить условия труда и повысить его производительность. Одновременно высвобождается значительное число квалифицированных сварщиков и снижается установочная электрическая мощность производства закладных деталей. Исключается также один из факторов возможного снижения прочности закладных деталей — сварные соединения, уменьшаются отклонения размеров деталей от проектных. Организация централизованного высокомеханизированного производства штампованных закладных деталей создает предпосылки для ликвидации на заводах ЖБИ мелких, нерентабельных участков по производству закладных деталей, позволяет на 17—20 % увеличить съем продукции с 1 м² производственных площадей.

Замена сварных деталей штампованными и штампосварными позволила уменьшить массу деталей на 10—15 % и более чем в 3 раза снизить трудовые затраты на их изготовление.

Разработаны и освоены новые эффективные штампованные безотходные детали (см. рис. 3.70).

Значительное снижение общего расхода стали на закладные детали и сокращение их номенклатуры достигается в штампосварных деталях, в которых сочетаются положительные качества штампованных и сварных деталей. Пластинчатая часть таких деталей изготавливается методом штамповки, анкерная — из арматурных стержней, соединяемых с пластинами с помощью прогрессивных видов сварки.

Эффективность штампосварных деталей обусловлена применением прогрессивных видов сварки (рельефно-контактной, в глубоко выштампованные отверстия), позволяющих снизить толщину пластины и получить тем самым значительную экономию стали, а

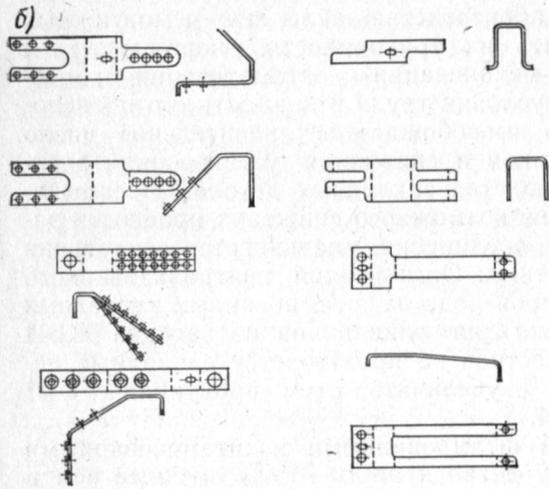
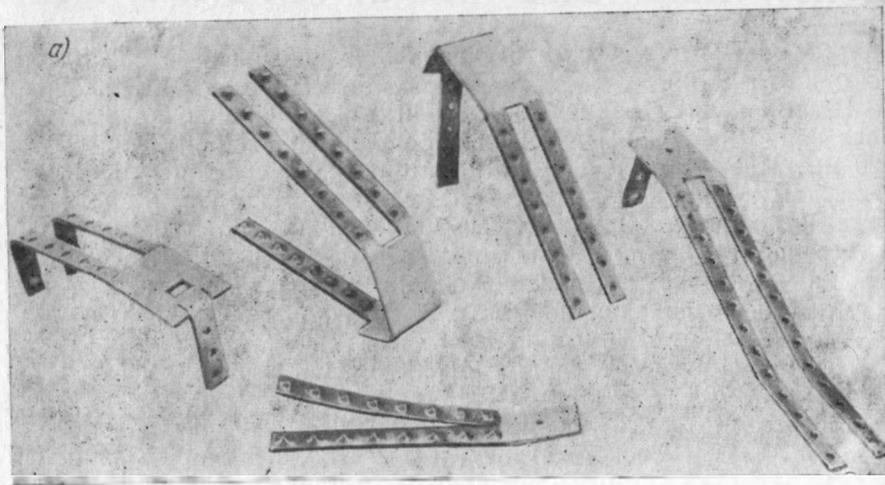
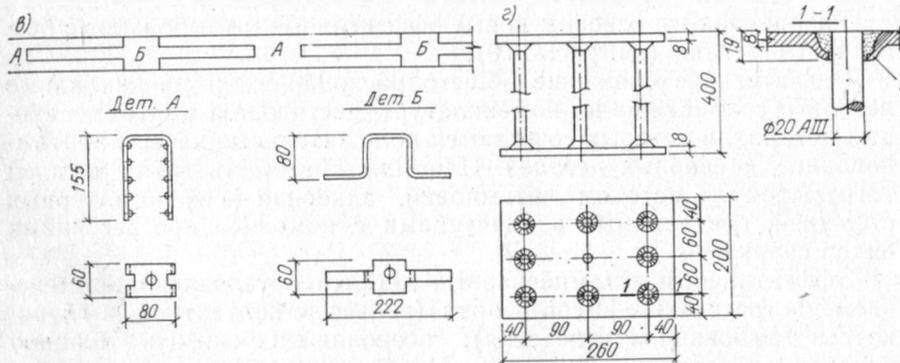


Рис. 3.70. Штампованные закладные детали для изделий унифицированного каркаса

а — общий вид; *б* — номенклатура; *в* — безотходный раскрой полосы; *г* — штампованная деталь; *1-1* — сварка в глубоковыштампованные отверстия



также использованием укороченных анкеров с так называемой «высаженной» головкой (см. рис. 3.70, *г*).

Широкое внедрение унифицированных штампованных и нормализованных штампованных закладных деталей в производстве сборного железобетона позволит значительно сократить номенклатуру применяемых в настоящее время закладных деталей и получить благодаря этому существенную экономию металла, снизить трудоемкость их изготовления.

Глава 4. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ СО СВЯЗЕВЫМ КАРКАСОМ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Конструктивной основой зданий из унифицированного каркаса является пространственная система, состоящая из стержневых и панельных железобетонных элементов, называемая несущей системой и обладающая, как правило, монотонной структурой по высоте. Несущая система образуется вертикальными несущими конструкциями, объединенными в единую пространственную систему с помощью горизонтальных несущих конструкций — перекрытий здания.

Вертикальные несущие конструкции состоят из колонн каркаса и связей, роль которых выполняют диафрагмы или ядра жесткости. Диафрагмы обладают существенной изгибной (сдвиговой) жесткостью при работе в качестве консоли, заземленной в основании. В отличие от диафрагм, изгибная жесткость колонн недостаточна для обеспечения их самостоятельной работы в качестве консолей, заземленных в основании, поэтому считают, что колонны воспринимают только продольные силы и местные моменты.

Перекрытия выполняют в несущей системе здания, кроме функций восприятия полезной нагрузки и передачи ее вертикальным несущим конструкциям, роль горизонтальных дисков, объединяющих вертикальные конструкции в единую пространственную систему. При этом перекрытия в своей плоскости работают на изгиб, сдвиг и на мембранные усилия, а из плоскости — на изгиб и кручение.

Несущая система здания из унифицированного каркаса может быть схематизирована различными расчетными моделями: дискретными, в которых несущие конструкции имитируются системами стержней либо конечными элементами другой формы и дискретно-континуальными, в которых вертикальные несущие конструкции считаются дискретными, а усилия в связях между вертикальными элементами — непрерывно распределенными по высоте. Вместе с тем, учитывая сложность определения усилий в элементах системы для указанных расчетных моделей, особенно в нелинейной постановке задачи, в проектной практике утвердился прибли-

женный расчет зданий со связевым каркасом, использующий простейшую расчетную модель.

В этой модели соединение элементов перекрытий с колоннами считается шарнирным, и диафрагмы рассматриваются как жесткие консольные стержни, заземленные в основании. Перекрытия, кроме особых случаев, принимаются недеформируемыми в своей плоскости.

Учитывая приближенность расчетной модели и необходимость повышения точности расчетов, упрощенный метод предусматривает использование ряда поправочных коэффициентов, численные значения которых назначены исходя из опыта проектирования.

В общем виде расчет зданий включает выбор и составление расчетной модели; выявление и подсчет всех нагрузок, воспринимаемых несущими конструкциями; вычисление усилий в элементах расчетной модели от всех видов нагрузок и воздействий; проверку общей устойчивости здания; определение перемещений и проверку прочности, устойчивости, жесткости и трещиностойкости элементов расчетной модели.

Расчет здания представляет собой так называемую обратную задачу, характеризуемую определенной последовательностью операций: назначение системы несущих конструкций и характеристик ее элементов — расчет — определение соответствия системы несущих конструкций и ее элементов усилиям, определенным в результате расчета.

Способы расчета зданий на основе прямой задачи, позволяющей получить характеристики всех элементов несущих конструкций как функции действующих нагрузок, воздействий и архитектурно-планировочных параметров без предварительного их назначения, не разработаны.

2. РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ И УСИЛИЯ

Совокупность нагрузок, которые необходимо учитывать при проектировании зданий, и их значения определяются на основе действующих нормативных документов и строительных норм и правил проектирования.

Главными, оказывающими решающее влияние на прочность, жесткость и общую устойчивость возводимых в московских условиях зданий, являются постоянные и временные вертикальные нагрузки и горизонтальное воздействие ветра.

К вертикальным нагрузкам относятся собственный вес конструкций здания и временные нагрузки на перекрытия и покрытие. Нормативные нагрузки от веса конструкций определяются исходя из принятых геометрических характеристик и плотности материала. Временные нагрузки принимаются в зависимости от их характера и назначения помещений, в соответствии с нормами или технологической частью проекта.

При этом понижающими коэффициентами, в зависимости от вида конструктивных элементов, учитывается вероятность одновре-

менного нагружения значительных площадей полной временной нагрузкой.

Так, указанные коэффициенты принимаются: при расчете ригелей

$$\alpha_1 = 0,3 + 3/\sqrt{T} \text{ при } T > 18 \text{ м}^2, \quad (4.1)$$

где T — грузовая площадь ригелей;

при расчете колонн, диафрагм жесткости, фундаментов и оснований

$$\eta_1 = 0,3 + 0,6/\sqrt{m}, \quad (4.2)$$

где m — число учитываемых в расчете полностью нагруженных перекрытий, расположенных над рассматриваемым сечением.

Для зданий с возможным значительным скоплением людей, например для читальных, зрительных, концертных, выставочных залов, эти коэффициенты соответственно принимаются:

$$\alpha_2 = 0,5 + 3/\sqrt{T} \text{ при } T > 36 \text{ м}^2; \quad (4.3)$$

$$\eta_2 = 0,5 + 0,6/\sqrt{m} \text{ при } m > 2.$$

Расчетные нагрузки получают умножением нормативных нагрузок на задаваемые нормами коэффициенты перегрузки.

При сборе вертикальных нагрузок целесообразно подсчитывать вес здания в целом и вес единицы его объема. Для основной номенклатуры зданий, охватываемой унифицированным каркасом, вес 1 м^3 объема здания колеблется от 3,5 до 5 кН.

Горизонтальная нагрузка на здание, вызываемая действием ветра, в расчете имитируется двумя составляющими — статической и динамической. Статическая составляющая представляет собой осредненный во времени скоростной напор на здание, динамическая составляющая характеризует влияние сил инерции, возникающих при колебании здания от пульсации ветрового потока, и учитывается при высоте здания более 40 м.

Нормативное давление ветра для зданий с $H=40$ м, равномерно распределенной массой и постоянной по высоте жесткостью при учете только первой формы колебаний для любого уровня по высоте здания составляет:

$$q_n = q_0 c (k + k^3 v \chi \xi m), \quad (4.4)$$

где q_0 — скоростной напор на 1 м^2 поверхности фасада; k — коэффициент возрастания скоростного напора для данного уровня; k^3 — то же, для верха здания; c — аэродинамический коэффициент; χ — коэффициент, учитывающий изменение пульсации по высоте и форму свободных колебаний здания; v — коэффициент корреляции; ξ — коэффициент динамичности — определяется по СНиП.

Результаты измерений колебаний построенных многоэтажных зданий показывают, что для упрощенных расчетов произведение коэффициентов $v \chi \xi$ можно приближенно принимать равным единице. В этом случае формула (4.4) упрощается:

$$q_n = q_0 c (k + k^3 m). \quad (4.5)$$

Для удобства эпюру давления, определяемую формулой (4.5), заменяют эквивалентной по изгибающему моменту и поперечной

силе в основании здания трапецидальной эпюрой с интенсивностью ветровой нагрузки вверху здания:

$$q_H = q_0 k^B c (1 + m); \quad (4.6)$$

на уровне земли:

$$aq_H = 0,65q_0 c. \quad (4.7)$$

При этом параметры эквивалентной нагрузки определяют по формулам:

$$q = 2F/(1 + a) H; \quad (4.8)$$

$$a = (2H - 3C)/(3C - H), \quad (4.9)$$

где F — площадь нормированной эпюры ветровой нагрузки; C — расстояние от уровня земли до центра тяжести нормированной эпюры ветровой нагрузки (рис. 4.1).

Расчетные давления ветра получают умножением нормативных нагрузок на коэффициент перегрузки, равный $1,2: q = 1,2 q_H$.

Аэродинамический коэффициент c для прямоугольных или близких к прямоугольным планам здания определяется в зависимости от отношений H/B и l/B , где H — высота здания; l — ширина здания (размер в направлении ветрового потока); B — длина наветренной грани здания. При отношении $l/B > 0,5$ аэродинамический коэффициент принимается равным $1,4$.

При отношении $l/B = 0,1 \dots 0,5$ определение горизонтальной нагрузки от косо направления ветра является обязательным, т. е. в этом случае давление ветра на наветренную и заветренную грани здания распределяется неравномерно.

Эксцентриситет равнодействующей ветрового давления относительно центра наветренной грани, возникающий при угле между направлениями потока ветра и нормалью к этой грани $\alpha = 40 - 50^\circ$, может приниматься $e_\alpha = 0,10 B$ (рис. 4.2).

Аэродинамические коэффициенты для этих углов атаки ветра, определяемые как разность коэффициентов давления на наветренную и заветренную грани, могут приниматься равными: $c_n = 1,1$ при $l/B = 0,5$; $c_n = 1,2$ при $l/B \leq 0,2$; $c_t = 0,5$ — см. рис. 4.1.

Усилия в здании от действия ветровой нагрузки в общем случае должны определяться как сумма статической и динамической составляющих, соответствующих каждой i -й форме колебаний, определяемых отдельно. Для симметричных зданий с равномерно распределенной массой и постоянной по высоте жесткостью при учете только первой формы собственных колебаний и трапециевидной эпюре горизонтальной нагрузки интенсивность горизонтально распределенной нагрузки в сечении x :

$$q_x = q \left(1 + \frac{a-1}{H} x \right). \quad (4.10)$$

Поперечные силы, изгибающие и крутящие моменты равны:

$$Q_x = -qx \left(1 + \frac{a-1}{2H} x \right);$$

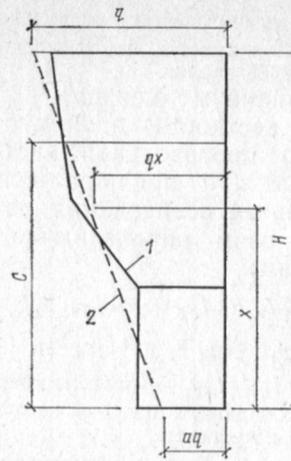


Рис. 4.1. Приведение ломаной эпюры давления ветра (1) к эквивалентной трапециевидной (2)

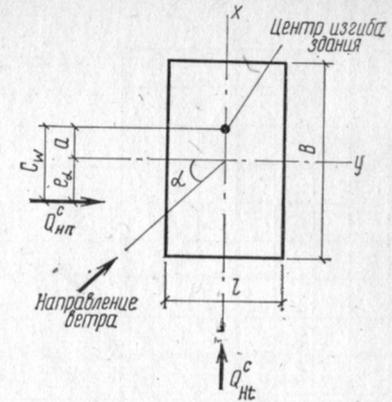


Рис. 4.2. Определение усилий от ветровой нагрузки при неравномерном распределении давления по наветренной грани здания

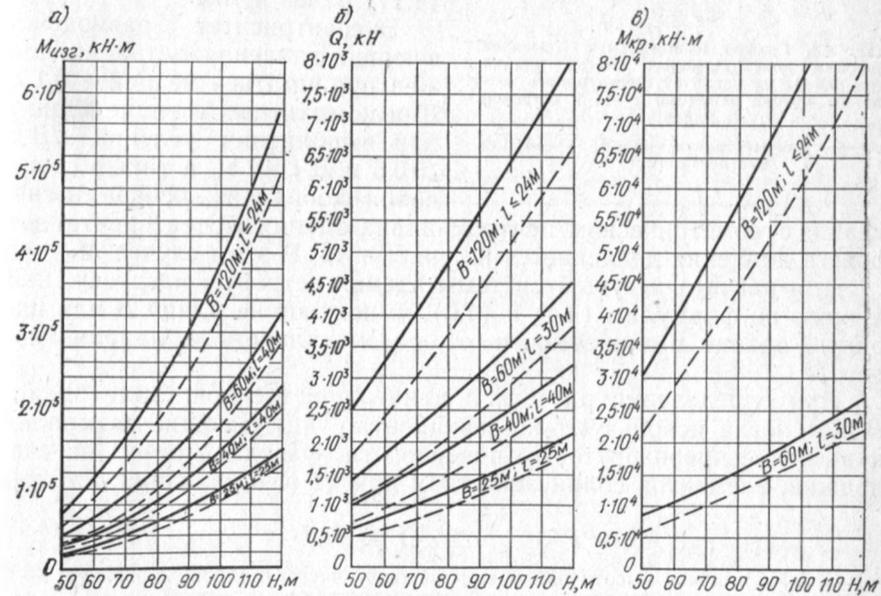


Рис. 4.3. Графики усилий в конструктивной системе здания на уровне земли от нормированного ветрового потока шириной B (1-й ветровой район) — для местности типа Б; — — — для местности типа В

$$M_x = -\frac{qx^2}{2} \left(1 + \frac{a-1}{3H} x \right);$$

$$M_x^{кр} = -qx \left(1 + \frac{a-1}{2H} x \right) e_\omega,$$

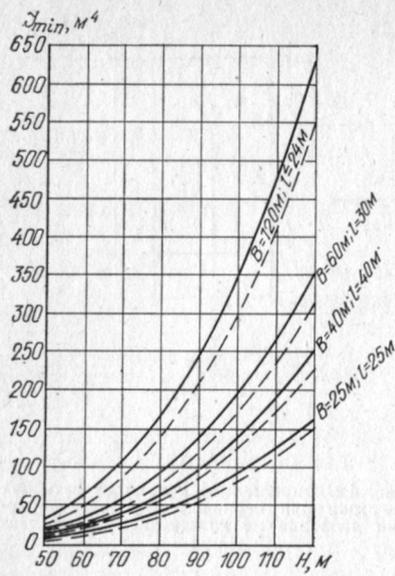


Рис. 4.4. График минимальных моментов инерции конструктивных систем зданий при работе на изгиб от нормативного ветрового потока шириной B (1-й ветровой район)

— для местности типа Б; - - - для местности типа А

здания с геометрическим центром плана здания эксцентриситет ветрового давления допускается не учитывать. В этом случае $M_{кр} = 0$.

Для расчета несущей системы здания ветровую нагрузку, найденную по формулам (4.4) и (4.6), умножают на длину B или ширину l здания в зависимости от рассматриваемого направления ветра.

При определении расчетной длины наветренной грани здания $B_{расч}$ иногда используют коэффициенты, учитывающие возможное повышение шероховатости поверхности фасадной стены за счет лоджий, элементов солнцезащиты и других выступающих деталей:

$$B_{расч} = B + 0,1l_B h_B (n/H), \quad (4.12)$$

где l_B , h_B — длина и высота одной выступающей части (лоджии, балкона и др.); n — число выступающих частей, параллельных направлению ветра.

Максимальные значения ветровой нагрузки и усилий от нее в конструктивной системе наиболее характерных симметричных зданий приведены в табл. 4.1 и на графиках рис. 4.3.

На рис. 4.4 приведены минимальные моменты инерции конструктивных систем зданий, обеспечивающие прогиб верха здания от нормативного ветрового потока на более 1/1000 H .

где e_ω — эксцентриситет равнодействующей давления ветра по отношению к центру изгиба здания.

Координаты центра изгиба (центра жесткости) здания относительно произвольной системы координат x', y' при параллельности главных осей здания разбивочным осям определяются по формулам:

$$e_x = \sum I_{x_i} / (\sum I_{x_i} x_i - \sum I_{xy_i} y_i);$$

$$e_y = \sum I_{y_i} / (\sum I_{y_i} y_i - \sum I_{xy_i} x_i), \quad (4.11)$$

где I_{x_i} , I_{y_i} , I_{xy_i} — моменты инерции; x_i , y_i — координаты центров изгиба i -й диафрагмы жесткости.

При параллельности главных осей всех диафрагм жесткости разбивочным осям последний член в знаменателе формул (4.11) равен нулю.

Эксцентриситет равнодействующей давления ветра e_ω должен приниматься не менее 0,1 B . Для компактных в плане зданий, при выполнении условий $l/B > 0,5$ и $B < 40$ м, а также совпадении координат центра изгиба

Таблица 4.1. Значения нормативных ветровых нагрузок и усилий от них в конструктивных системах зданий на уровне земли

Размеры здания, м	Ветровая нагрузка, Н/м²		Усилия				Минимальный изгибающий момент инерции несущей системы при повороте фасада шириной B						
	H	B	Действительная		от ветрового потока шириной 1 м			от суммарного ветрового потока шириной B					
			$q_B \times 10^{-1}$	$q_H \times 10^{-1}$	$M_{кр} \times 10^{-1}$ кН·м	$Q \cdot 10^{-4}$ кН		$M_{изг} \cdot 10^{-4}$ кН·м	$Q \cdot 10^{-4}$ кН	$M_{кр} \cdot 10^{-4}$ кН·м			
50	25	25	34/22	76/61	29/17	73,4/56,8	1,8/1,4	0,06/0,05	1,8/1,4	0,06/0,05	1,8/1,4	0,06/0,05	9/7
		40	32/21	71/57	27/17	70,7/54,3	2,8/2,2	0,10/0,07	2,8/2,2	0,10/0,07	2,8/2,2	0,10/0,07	13/10
		60	30/19	67/54	25/15	66,6/51	4,2/3,1	0,14/0,1	4,2/3,1	0,14/0,1	4,2/3,1	0,14/0,1	18/14
		120	30/19	64/53	25/15	64,4/49,9	3,9/3	0,14/0,1	3,9/3	0,14/0,1	3,9/3	0,14/0,1	18/14
60	25	25	34/21	79/68	29/16	114/91,3	3,28/2,52	0,08/0,06	3,28/2,52	0,08/0,06	3,28/2,52	0,08/0,06	16/13
		40	33/20	76/63	28/15	110/85,5	3,16/2,37	0,13/0,1	3,16/2,37	0,13/0,1	3,16/2,37	0,13/0,1	24/19
		60	30/19	72/60	26/14	103/80,8	2,96/2,24	0,18/0,13	2,96/2,24	0,18/0,13	2,96/2,24	0,18/0,13	34/27
		120	30/19	70/57	25/15	100/78	2,89/2,18	0,17/0,13	2,89/2,18	0,17/0,13	2,89/2,18	0,17/0,13	33/26
80	25	25	29/17	66/53	25/13	94,9/72,4	2,75/2,01	0,33/0,24	11,4/8,7	0,33/0,24	11,4/8,7	0,33/0,24	62/49
		40	33/21	90/76	29/18	229/188	4,87/3,89	0,12/0,1	5,7/4,7	0,12/0,1	5,7/4,7	0,12/0,1	42/35
		60	32/19	86/76	28/16	219/179	4,68/3,68	0,19/0,15	8,8/7,2	0,19/0,15	8,8/7,2	0,19/0,15	64/53
		120	30/18	83/70	26/15	205/165	4,38/3,4	0,26/0,2	12,3/9,9	0,26/0,2	12,3/9,9	0,26/0,2	91/74
100	25	25	29/18	77/67	26/16	198/161	4,23/3,34	0,49/0,37	22,9/18,1	0,49/0,37	22,9/18,1	0,49/0,37	87/71
		40	28/17	75/62	25/15	191/151	4,08/3,12	0,59/0,46	22,9/18,1	0,59/0,46	22,9/18,1	0,59/0,46	170/135
		60	32/20	98/89	31/17	392/333	6,66/5,41	0,17/0,14	9,8/8,3	0,17/0,14	9,8/8,3	0,17/0,14	90/78
		120	31/18	94/84	29/15	372/313	6,3/5,07	0,25/0,2	14,9/12,5	0,25/0,2	14,9/12,5	0,25/0,2	140/120
120	25	25	32/20	102/95	25/13	319/262	5,41/4,26	0,65/0,51	38,3/31,4	0,65/0,51	38,3/31,4	0,65/0,51	350/285
		40	31/20	98/92	28/14	352/488	5,36/4,78	0,36/0,29	21,1/17,6	0,36/0,29	21,1/17,6	0,36/0,29	135/115
		60	30/19	91/85	29/16	319/262	5,36/4,78	0,65/0,51	38,3/31,4	0,65/0,51	38,3/31,4	0,65/0,51	135/115
		120	27/16	82/75	25/13	479/410	6,8/5,6	0,82/0,67	57,9/49,2	0,82/0,67	57,9/49,2	0,82/0,67	350/285

Примечания: 1. В числителе приведены значения для местности типа Б (города, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м), в знаменателе — для местности типа А (районы крупных городов, где сосредоточено не менее 60% зданий высотой 8 и более этажей). 2. Минимальный изгибающий момент инерции несущей системы рассчитан исходя из прогиба здания 1/1000 H .

3. ДЕФОРМАЦИИ ЗДАНИЯ И УСКОРЕНИЕ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ

При оценке жесткости здания важна группа его динамических характеристик. В нее входят период и частота первой формы собственных колебаний здания, амплитуда колебаний, максимальные скорости и ускорения при колебаниях.

Для определения периода собственных колебаний возможно использование эмпирической формулы, полученной на основе измерений колебаний построенных многоэтажных зданий:

$$T = 0,11H/\sqrt{\bar{I}} \approx 0,021H, \quad (4.13)$$

Ускорение колебаний верхних этажей, возникающее при пульсации ветра, определяется формулой

$$\omega = \xi \frac{y_n \sum_{i=1}^n y_i q_{ni}^c S_i m_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2 M_i}, \quad (4.14)$$

где y_i — ордината 1-й формы собственных колебаний для уровня i -го перекрытия; n — число перекрытий; q_{ni}^c — нормативная статическая ветровая нагрузка на 1 м^2 фасада для уровня i -го перекрытия; S_i — площадь i -го участка фасада; m_i — коэффициент пульсации, определяемый по СНиП для уровня i -го перекрытия; M_i — масса i -го участка; ξ — динамический коэффициент, определяемый по СНиП.

Из формулы (4.14) видно, что ускорение собственных колебаний прямым образом не связано с жесткостью здания. Решающее

Таблица 4.2. Минимально допустимый вес и минимальная ширина здания

Предельные характеристики	Высота здания, м		
	40	100	350
Вес здания, кН на 1 м^2 подветренной поверхности	45	56	71
Ширина здания при весе 1 м^3 объема здания 4 кН, м	11	14	31

и минимальная ширина здания для местности типа Б при аэродинамическом коэффициенте $c=1,4$ и экстремальном значении динамического коэффициента $\xi=2,1$ принимаются по табл. 4.2.

Практика строительства зданий из унифицированного каркаса показывает, что вес многоэтажных зданий достаточен для обеспечения нормируемых ускорений.

Максимальный прогиб здания от действия горизонтальных (а в общем случае от горизонтальных и вертикальных) нагрузок не должен превышать 0,001 его высоты, что обеспечивает в большинстве случаев допустимую величину перекосов (изменение первоначальных углов между вертикальными и горизонтальными конструкциями) несущих конструкций, принимаемых $1/500$ при заполне-

нии каркаса гипсобетоном, кирпичом; $1/1000$ — при наличии стеклянных перегородок и при высококачественной отделке и $1/1300$ — при облицовке стен естественным камнем.

Прогиб в направлении горизонтальной нагрузки верхней точки здания, находящейся в центре его изгиба, определяется формулой

$$\psi^r = -(4a + 11) q^b H^4 / 120 E I_0, \quad (4.15)$$

где q — интенсивность горизонтальной эквивалентной распределенной нагрузки вверху здания; I_0 — момент инерции нетто горизонтального сечения конструктивной системы, взятый относительно центра изгиба системы с учетом податливости связей сдвига.

Суммарный прогиб здания с учетом податливости основания, лимитируемый отклонением ряда конструкций от вертикали (лифтовые шахты), определяется формулой

$$\psi = \psi^r + \psi^0, \quad (4.16)$$

где ψ^0 — прогиб верха здания, вызываемый поворотом здания из-за податливости основания.

Для зданий с жестким фундаментом, собственными деформациями которого можно пренебречь, прогиб допускается определять по формуле

$$\psi^0 = M_{max} H / I_{\phi} c, \quad (4.17)$$

где I_{ϕ} — момент инерции площади фундамента относительно оси, проходящей через центр тяжести этой площади и перпендикулярный плоскости действия момента; c — коэффициент, определяемый по формуле

$$c = 3E_{cp}/2 (1 - \mu_{cp}^2) b k_i, \quad (4.18)$$

где E_{cp} и μ_{cp} — модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи грунта; b — размер прямоугольного через центр тяжести этой площади и перпендикулярной плоскости действия момента; k_i — безразмерный коэффициент, принимаемый по СНиП.

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ДИАФРАГМАХ ЖЕСТКОСТИ ПО УПРОЩЕННОЙ СХЕМЕ

Статический расчет здания по упрощенной схеме основан на следующих предпосылках:

диски перекрытий в горизонтальной плоскости абсолютно жесткие, недеформируемые;

упругие линии всех диафрагм подобны по форме;

деформации сдвига в диафрагмах от поперечных сил незначительны по сравнению с деформациями от изгиба и могут при необходимости учитываться не прямым расчетом, а поправочными коэффициентами;

крутильная жесткость диафрагм открытого профиля пренебрежимо мала и не учитывается в расчете;

жесткость стесненного кручения диафрагм замкнутого профиля мала по сравнению с жесткостью свободного кручения;

увеличение усилий в диафрагмах при направлении горизонтальной нагрузки, отличным от направления главных осей здания, незначительно и находится в пределах общей точности расчетов;

масса здания равномерно распределена по объему здания;

приведенные модули упругости бетона диафрагм рассматриваемого уровня одинаковы, что позволяет в статических расчетах использовать вместо жесткостей приведенные моменты инерции диафрагм.

Изгибающие моменты в i -й диафрагме при параллельности главных осей здания разбивочным осям определяют при нагрузке q_y по формулам:

$$M_{x_i} = M_x \left(\frac{I_{x_i}}{I_x} \eta_x + \frac{I_{x_i} x_i - I_{xy_i} y_i}{I_\omega} e_x \eta_\omega \right); \quad (4.19)$$

$$M_{y_i} = M_y \left(\frac{I_{xy_i}}{I_y} \eta_y + \frac{I_{xy_i} x_i - I_{y_i} y_i}{I_\omega} e_x \eta_\omega \right); \quad (4.20)$$

при нагрузке q_x по формулам:

$$M_{x_i} = M_y \left(\frac{I_{xy_i}}{I_x} \eta_x - \frac{I_{x_i} x_i - I_{xy_i} y_i}{I_\omega} e_y \eta_\omega \right); \quad (4.21)$$

$$M_{y_i} = M_y \left(\frac{I_{y_i}}{I_y} \eta_y - \frac{I_{xy_i} x_i - I_{y_i} y_i}{I_\omega} e_y \eta_\omega \right), \quad (4.22)$$

где M_x и M_y — суммарные изгибающие моменты от горизонтальных нагрузок, действующих на здание; I_x, I_y, I_{xy} — осевые и центробежные моменты инерции здания, представляющие собой алгебраическую сумму моментов инерции всех диафрагм:

$$I_x = \sum I_{x_i}; \quad I_y = \sum I_{y_i}; \quad I_{xy} = \sum I_{xy_i}; \quad (4.23)$$

I_ω — крутильный момент инерции здания;

$$I_\omega = \sum (I_{x_i} x_i^2 + I_{y_i} y_i^2 - 2I_{xy_i} x_i y_i + I_\omega); \quad (4.24)$$

e_x, e_y — эксцентриситеты равнодействующей внешней горизонтальной нагрузки относительно центра жесткости несущей системы; x_i, y_i — координаты центра жесткости i -й диафрагмы относительно центра жесткости несущей системы; $\eta_x, \eta_y, \eta_\omega$ — коэффициенты, учитывающие влияние вертикальных нагрузок в деформированной схеме здания на усилия в диафрагмах (учет геометрической нелинейности задачи);

$$\eta_x = 1/(1 - G_H/1,85G_x); \quad \eta_y = 1/(1 - G_H/1,85G_y); \quad \eta_\omega = 1/(1 - G_H/1,85G_\omega); \quad (4.25)$$

где G_H — нормативный вес здания; G_x, G_y, G_ω — критические веса здания, вычисляемые по формулам:

$$G_x = 2,3E_6 I_x / (1,12H)^2; \quad G_y = 2,3E_6 I_y / (1,12H)^2; \quad G_\omega = 2,3E_6 I_\omega / \gamma(1,12H)^2; \quad (4.62)$$

γ — параметр, зависящий от величины и формы плана здания, а также от положения центра его жесткости:

$$\gamma = \int_F (x^2 + y^2) dF / F \quad (4.27)$$

или — при разбивке плана здания на прямоугольные участки с размерами сторон a_i и b_i и координатами центров участков x_{0i} и y_{0i} в системе координат с началом в центре жесткости здания:

$$\gamma = \sum a_i b_i [x_{0i}^2 + y_{0i}^2 + (a_i^2 + b_i^2)/12] / \sum a_i b_i. \quad (4.28)$$

Изгибающие моменты могут распределяться между диафрагмами пропорционально соответствующим им нагрузкам q_{x_i} и q_{y_i} или поперечными силами Q_{x_i} и Q_{y_i} ; при этом $q_{x_i}, q_{y_i}, Q_{x_i}$ и Q_{y_i} определяются по формулам, аналогичным (4.19) — (4.22), с соответствующей заменой M на q или Q .

Крутящие моменты в i -й диафрагме определяются по формулам:

при нагрузке q_y

$$M_i^{KP} = q_y e_x (I_{\omega i} / I_\omega) \eta_\omega; \quad (4.29)$$

при нагрузке q_x

$$M_i^{KP} = -q_x e_y (I_{\omega i} / I_\omega) \eta_\omega. \quad (4.30)$$

Суммы усилий в диафрагмах должны равняться суммарным усилиям на здание, что является одновременно проверкой правильности распределения усилий, так:

$$M_x = \sum M_{x_i} \quad M_y = \sum M_{y_i}. \quad (4.31)$$

При наличии в системе изгибающих моментов, возникающих в диафрагмах от внецентренного приложения к ним вертикальных нагрузок, распределение моментов между диафрагмами ведется аналогично распределению моментов от горизонтальных нагрузок с заменой в формулах (4.19) — (4.22) $\eta_x, \eta_y, \eta_\omega$ на $\eta_x^{дл}, \eta_y^{дл}, \eta_\omega^{дл}$, учитывающих, что длительная часть вертикальных нагрузок составляет 85 %, а это в свою очередь требует учета ползучести бетона:

$$\eta_x^{дл} = 1/(1 - G_H/G_x); \quad \eta_y^{дл} = 1/(1 - G_H/G_y); \quad \eta_\omega^{дл} = 1/(1 - G_H/G_\omega). \quad (4.32)$$

Моменты инерции диафрагм и несущей системы, приведенные выше, вычисляются как начальные моменты инерции для сплошного изотропного тела с введением поправочных коэффициентов, учитывающих наличие проемов и швов, различие в материале и армировании диафрагм и др. При этом осевые моменты инерции вычисляются для всех диафрагм, а центробежные моменты инерции — для диафрагм, у которых ни одна из осей x_i и y_i не является осью их симметрии. Для диафрагм замкнутого профиля (ядер жесткости) вычисляются начальные моменты инерции свободного кручения \bar{I}_i^{KP} и условные начальные крутильные моменты инерции $\bar{I}_{\omega i}$:

$$\bar{I}_i^{KP} = \Omega^2 / \sum (S_j / \delta_j), \quad (4.33)$$

где Ω — удвоенная площадь фигуры, ограниченной срединной линией контура поперечного сечения диафрагмы; S_j — длина участка контура диафрагмы постоянной толщины δ_j .

Суммирование распространяется на весь контур поперечного сечения диафрагмы $\bar{I}_{\omega i} = 0,05 \bar{I}_i^{KP} H^2$, где H — высота i -й диафрагмы.

Поправочные коэффициенты K , вводимые в начальные моменты инерции I для получения расчетных моментов инерции

$$I_{ij} = K_j \bar{I}_{ij}, \quad (4.34)$$

учитывают: K_1 — податливость горизонтальных стыков сборных конструкций; K_2 — податливость горизонтальных рабочих швов монолитных конструкций; K_3 — податливость перемычек при изгибе диафрагмы:

$$K_1 = 1/(1 - h_{ст}/h + \lambda_{ст} E/h), \quad (4.35)$$

где h — высота этажа; $h_{ст}$ — высота стыка сборных элементов диафрагм (стеновых панелей, колонн); $\lambda_{ст}$ — коэффициент податливости горизонтального стыка, определяемый по формуле: $\lambda_{ст} = \bar{\lambda}_m + h_{пер}/E$ ($\bar{\lambda}_m$ — коэффициент податливости при сжатии растворного шва или слоя монолитного бетона между сборными элементами диафрагм, принимаемый по табл. 4.3 в зависимости от прочности раствора или бетона в шве и длительности действия нагрузки; $h_{пер}$ — высота перекрытия, опирающегося на стену); E — модуль деформации бетона диафрагмы, определяемый по формуле: $E = E_6(1/c + n\mu)$, где E_6 — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении; n — отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_a и бетона E_6 ; μ — коэффициент армирования, определенный как отношение площади сечения арматуры к площади поперечного сечения диафрагмы; c — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона, принимаемый по СНиП;

$$K_2 = 1/(1 + \lambda_{т.ш} E/h_{т.ш}), \quad (4.36)$$

где $h_{т.ш}$ — расстояние по высоте между технологическими швами; $\lambda_{т.ш}$ — коэффициент податливости одного технологического шва, принимаемый равным: $\lambda_{т.ш} = 0,1 \cdot 10^{-4}$ см³/Н при кратковременном сжатии и $\lambda_{т.ш} = 0,2 \cdot 10^{-4}$ см³/Н — при длительном сжатии; при возведении диафрагмы в переставной опалубке и пересечении шва вертикальной арматурой $\lambda_{т.ш} = 0$;

Таблица 4.3. Значения коэффициента податливости шва при сжатии $\bar{\lambda}_m \cdot 10^2$, см³/Н

Сжатие растворного (бетонного) шва	Марка раствора или бетона в момент приложения нагрузки, Н/см ²			
	M25	M50	M100	M200 и более
Кратковременное	0,8	0,50	0,4	0,35
	0,3	0,25	0,2	0,15
Длительное	2,0	1,20	0,80	0,60
	0,4	0,35	0,30	0,25

Примечания: 1. В числителе даны значения $\bar{\lambda}_m$ для стыков панелей стен, в знаменателе — для колонн.

2. В случае возведения здания методом замораживания с применением противоморозных добавок расчетные значения $\bar{\lambda}_m$ при кратковременном сжатии увеличиваются в 2 раза, а при длительном сжатии — в 1,5 раза.

3. Коэффициент $\bar{\lambda}_m$ приведен для плоских швов. По шпоночным швам ЦНИИСК выполнены специальные исследования, показавшие некоторые отличия в значениях $\bar{\lambda}_m$ от приведенных в таблице.

коэффициент K_3 принимается по табл. 4.4.

Таблица 4.4. Значения коэффициента K_3

Количество рядов проемов в диафрагме	Отношение пролета перемычки к ее высоте $l_{п}/h_{п}$	Значения K_3	
		без учета трещин в перемычках	с учетом трещин в перемычках
1	$\leq 1,0$	1	0,95
	$1 < l_{п}/h_{п} < 1,5$	0,95	0,90
	$\geq 1,5$	0,85	0,75
2	$\leq 1,0$	0,95	0,90
	$1 < l_{п}/h_{п} < 1,5$	0,85	0,80
	$\geq 1,5$	0,75	0,65

Примечание. Значения коэффициента K_3 даны для диафрагм, параллельных плоскости действия изгибающего момента. Для стен, перпендикулярных плоскости действия изгибающего момента, принимается $K_3 = 1$.

Для первого этапа расчета несущей системы возможно при определении коэффициента K_3 исходить из предпосылки, что трещины в перемычках не образуются. Если в результате расчета будет выявлено, что усилия в перемычках превышают предел трещинообразования, то расчет может быть соответствующим образом уточнен.

Податливость перемычек при закручивании диафрагм замкнутого контура с проемами учитывается с использованием приближенной формулы для расчета их крутильной жесткости:

$$\overline{GI}_{кр} = \rho^2 / [1/GF_0 + 1/\Sigma (b s_i / S_i)], \quad (4.37)$$

где G — модуль сдвига; F_0 — площадь ослабленного проемами горизонтального сечения ядра жесткости; ρ — радиус (плечо) сдвигающей силы в столбах ядра жесткости: для прямоугольного сечения $\rho = ab/(a+b)$; $b s_i$ — расстояние вдоль контура между центрами длины горизонтальных сечений столбов, примыкающих к проему i . Для прямоугольного сечения $\Sigma b s_i = 2(a+b)$ (рис. 4.5); S_i — параметр, характеризующий податливость перемычки с учетом сдвига и изгиба; $S_i = h l^3 \nu / 12 B_{п} b s_i$, где h — высота этажа; l — ширина проема (пролет перемычки в свету); ν — множитель, учитывающий сдвиг перемычки при работе ее в упругой стадии и определяемый по формуле: $\nu = 1 + 2,95 (h_{п}/l)^2 - 0,02 h_{п}/l$; $B_{п}$ — жесткость перемычки: $B_{п} = 0,85 E (\delta h_{п}^3 / 12)$; δ и $h_{п}$ — толщина и высота перемычки.

Трещины в перемычках могут учитываться снижением их жесткости в 1,5 раза.

Для диафрагм со ступенчатой жесткостью определяют эквивалентную постоянную жесткость, при которой обеспечивается равенство перемещений верха действительной и заменяющей диафрагм от единичной равномерно распределенной горизонтальной нагрузки.

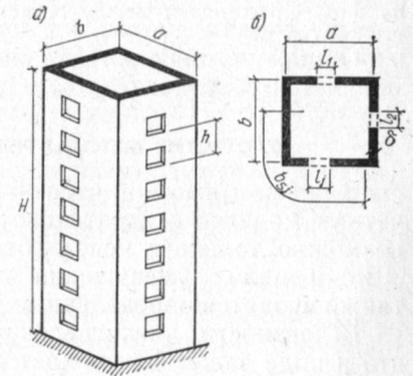


Рис. 4.5. К расчету перемычек в диафрагмах жесткости

Осевые и центробежные моменты инерции эквивалентной диафрагмы в этом случае определяют по формуле

$$I_{\text{эква}} = H^4 / \Sigma (1/I_i) (h_i^4 + 4H_i^3 h_i + 6H_i^2 h_i^2 + 4H_i h_i^3); \quad (4.38)$$

здесь I_i — момент инерции i -го участка диафрагмы; h_i — высота i -го участка; H_i — расстояние от верха i -го участка до верха диафрагмы; H — высота диафрагмы.

Момент инерции эквивалентной диафрагмы при свободном кручении вычисляют по формуле

$$I_{\text{эква}}^{\text{кр}} = H^2 / \Sigma (1/I_i^{\text{кр}}) (h_i + 2h_i H_i). \quad (4.39)$$

5. ПРОВЕРКА ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ

По классическому решению задачи об устойчивости консоли, сжатой равномерно распределенной нагрузкой, ее свободная длина $H_0 = 1,12 H$. С учетом этого и при рассмотрении только двух первых форм потери устойчивости ($n=1$) основные критические веса здания:

$$G_x = \pi^2 B_x / (1,12H)^2; \quad G_y = \pi^2 B_y / (1,12H)^2; \\ G_{\omega} = [\pi^2 B_{\omega} / (1,12H)^2 + B_{\text{кр}}] / \nu. \quad (4.40)$$

Упрощенные формулы — см. (4.26).

Критический вес в значительной мере зависит от взаимного положения центра массы и центра жесткости в плане здания. При несовпадении центра массы и центра изгиба здания определяющей является изгибно-крутильная форма потери устойчивости. Соответствующий ей критический вес находят решением уравнения:

$$A_1 G_{\text{кр}}^3 - A_2 G_{\text{кр}}^2 + A_3 G_{\text{кр}} - A_4 = 0, \quad (4.41)$$

где

$$A_1 = 1 - (a_x^2 + a_y^2) / \nu; \\ A_2 = G_x + G_y + G_{\omega} - G_x (a_y^2 / \nu) - G_y (a_x^2 / \nu); \\ A_3 = G_x G_y + G_x G_{\omega} + G_y G_{\omega}; \\ A_4 = G_x G_y G_{\omega};$$

a_x и a_y — расстояния между геометрическим центром плана здания и центром его жесткости.

Общая устойчивость здания считается обеспеченной, если выполняется условие: $G_{\text{кр}} / G_n \geq 1,5$.

6. СТРОГИЕ МЕТОДЫ РЕШЕНИЯ СТАТИЧЕСКОЙ ЗАДАЧИ

В связи с высокой степенью статической неопределимости расчетных моделей относительно строгое решение статической задачи возможно только с использованием ЭВМ. При этом для средних ЭВМ в целях уменьшения числа элементов в расчетную модель также вводятся определенные упрощения.

В частности, диски перекрытий считаются недеформируемыми, что в ряде задач не снижает точности расчета; надземная часть и

фундаменты здания рассчитываются по независимым программам, т. е. без учета их взаимодействия.

Одним из путей, снижающих число взаимосвязанных неизвестных, является использование расчетной модели здания, состоящей из относительно небольшого числа крупных конечных элементов (суперэлементов), каждый из которых статически неопределим.

Перед решением задачи находят матрицы жесткостей, связывающие перемещения узлов элементов с возникающими в них усилиями.

Задача решается путем итерации в физически нелинейной постановке с корректировкой матриц перед каждым новым циклом расчета. Матрицы жесткостей диафрагм, фундамента и перекрытий позволяют свести решение основной статической задачи к системе линейных уравнений, содержащих число неизвестных, равное числу перекрытий в расчетной модели здания. В качестве неизвестных принимаются перемещения перекрытий в горизонтальной плоскости — два поступательных и поворот вокруг вертикальной оси. Решением задачи являются перемещения расчетной модели и усилия в ее элементах.

Из программ для ЭВМ, на основе которых выполнены практические расчеты множества зданий на основе унифицированного каркаса, могут быть указаны программы СУПЕР и ЛИРА. В зависимости от соотношения между объемом, вычисленным по принятой расчетной модели, и предельными параметрами используемого вычислительного комплекса определяется последовательность хода решения задачи.

Обычно статический расчет выполняют в несколько этапов. Каждому этапу соответствуют определенные упрощающие предпосылки. На первом этапе расчетная модель охватывает, по возможности, здание в целом, совместно с фундаментом и основанием. В этом случае упрощающие предпосылки обуславливают размеры и жесткости применяемых конечных элементов. Так, вертикальные конечные элементы принимаются высотой в один или несколько этажей; горизонтальные конечные элементы ставятся по высоте здания через один или несколько этажей; в последнем случае один конечный элемент заменяет несколько дисков перекрытий.

Конечные элементы выбираются так, что рассчитывается только мембранная группа внутренних усилий (σ_x , σ_y , τ_{xy}). Если позволяет объем задачи, в элементах, моделирующих диски перекрытий, учитываются кроме мембранных усилий и изгибная группа усилий.

В узлах расчетной модели рассматриваются только линейные неизвестные, а угловые исключаются; габаритные размеры здания сохраняются без изменения, а местные отверстия, подрезки и т. д. не учитываются.

В результате первого этапа статического расчета получают общие линейные деформации узлов расчетной модели, распределение внутренних усилий между диафрагмами здания и усилия в дисках перекрытий.

На втором этапе за расчетную модель принимают фрагмент расчетной модели первого этапа, но с учетом проемов, перемычек, подрезок и т. д. Нагрузки для расчетной модели второго этапа являются усилия (узловые реакции) или перемещения, полученные из статического расчета модели первого этапа.

Упрощающие предпосылки при этом сводятся к минимуму: вертикальные конечные элементы по высоте принимаются не более высоты этажа; горизонтальные конечные элементы включают в себя не более одного перекрытия; горизонтальные и вертикальные стыковые соединения моделируются самостоятельными конечными элементами.

На третьем этапе расчетная модель должна выявлять концентрации внутренних усилий, для чего размеры конечных элементов принимаются достаточно малыми, но не менее толщины элементов.

В качестве нагрузки принимаются усилия или перемещения, полученные из расчета на втором этапе.

Сетки конечных элементов на всех этапах расчета должны быть модульными. В этом случае при наложении одной сетки на другую узлы более крупных сеток (соответствующие более ранним этапам расчета) совмещаются с узлами мелких сеток, что позволяет непосредственно использовать усилия, полученные на ранних этапах расчета в качестве узловых нагрузок для более поздних этапов.

7. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ДИАФРАГМ

При учете двух возможных направлений горизонтальной нагрузки достаточно восьми проверок каждого нормального сечения диафрагмы жесткости. Первые четыре проверки при расчетном максимальном значении продольной силы, соответствующих ему изгибающих моментах от вертикальных нагрузок и четырех вариациях изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок: при максимальном значении двух знаков (направлениях) M_x и соответствующем ему значении M_y ; при максимальном значении M_y двух знаков и соответствующем ему значении M_x .

Следующие четыре проверки — при минимальном значении сжимающей силы и соответствующих ему изгибающих моментах от вертикальных нагрузок и тех же вариациях изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок.

В каждой из комбинаций расчетных усилий действие внешних нагрузок на нормальное сечение диафрагмы может быть заменено действием одной сжимающей силы, координаты которой равны:

$$x_N = M_y/N + x_{ц}; \quad y_N = M_x/N + y_{ц},$$

где $x_{ц}$ и $y_{ц}$ — координаты центра тяжести диафрагмы в системе осей x и y .

Условие прочности нормального сечения диафрагмы:

$$N \leq m_n N, \quad (4.42)$$

где m_n — коэффициент условий работы диафрагмы, определяемый по формуле: $m_n = 1/(1 + 0,02m + 0,05p)$; m — число вертикальных швов между сборными элементами; p — число проемов в проверяемом горизонтальном сечении диафрагмы.

Проверка прочности диафрагм при сдвиге производится по вертикальным швам соединения сборных диафрагм одна с другой и с колоннами; по швам соединения монолитных стен диафрагм со сборными колоннами и перемычками над проемами.

Условие прочности диафрагмы при сдвиге:

$$\bar{T} \leq m_{сд} T, \quad (4.43)$$

где T — несущая способность проверяемого вертикального сечения при сдвиге; $m_{сд}$ — коэффициент условий работы диафрагмы при сдвиге, принимаемый равным 0,75 для диафрагм открытого профиля и 0,5–0,75 — для диафрагм замкнутого профиля.

При наличии в системе здания диафрагм закрытого профиля (ядер жесткости) последние проверяют по специальным руководствам на напряжения в нормальных и наклонных сечениях ядра жесткости по I предельному состоянию (по прочности) и по II предельному состоянию (по образованию трещин).

Отдельно проверяют усилия в перемычках, которые рекомендуется проектировать равнопрочными по поперечной силе и изгибающему моменту.

Диски перекрытий внутри ядер жесткости при определении жесткостных характеристик ядер жесткости учитываются повышающим коэффициентом K_n , принимаемым равным: 1,2 — для монолитных перекрытий со сплошным опиранием на стволы; 1,1 — для прерывистым опиранием на стены и 1,0 — для сборных перекрытий.

8. РАСЧЕТ ДИСКОВ ПЕРЕКРЫТИЙ

Диски перекрытий рассчитывают на воздействия: ветровой нагрузки, передаваемой от наружных стен здания на диафрагмы; горизонтальной нагрузки, возникающей в результате переломов осей колонн (как следствие погрешностей монтажа); температуры на перекрытия.

Кроме того, диски перекрытий рассчитывают на перераспределение усилий между диафрагмами жесткости в местах изменения схемы диафрагм (или изменения соотношений их жесткостей) и на совместную работу перекрытий с фундаментами.

Ветровая нагрузка на диски перекрытий определяется в соответствии с формулой (4.10) и имитируется в расчетной модели системой сосредоточенных сил (равных распределенной нагрузке, соответствующей рассматриваемому уровню, умноженной на грузовую площадь), приложенных по осям фасадных колонн в плоскости перекрытия.

Грузовая площадь определяется как произведение средней высоты этажа на среднее расстояние между фасадными колоннами. Наибольшее влияние ветровая нагрузка оказывает на верхние перекрытия.

Горизонтальные нагрузки от переломов осей колонн вычисляют по формуле

$$T = 0,01\beta N/\sqrt[3]{n}, \quad (4.44)$$

где ΣM_i — сумма моментов нагрузок, действующих на отрываемую часть диска относительно центра вращения; d_i — плечо предельного сопротивления разрыву элементов диска S_i относительно центра вращения O ; d_{max} — плечо наиболее удаленного от центра вращения усилия; ΣN_i — сумма нагрузок, действующих на отрываемую часть диска по направлению рассматриваемого перемещения; m_d — коэффициент условий работы диска перекрытия: $m_d = 1/(1+0,02k)$; k — число растянутых связей, вводимых в расчет при рассматриваемой форме разрушения диска;

2) при определении воздействия на диск перекрытия при перераспределении им усилий в диафрагмах жесткости и, в частности, когда отдельные диафрагмы не доходят до верха здания, исходят из упрощенной расчетной модели (рис. 4.8). В этом случае поперечные нагрузки определяют по формулам:

$$Q_1 = (2M_i - Q_i h)/(2H_B - h); \quad Q_2 = (M_i - Q_i H_B)/(2H_B - h), \quad (4.46)$$

где h — высота этажа; H_B — плечо сил Q_1 и Q_2 .

Прочность дисков перекрытия при действии сил Q_1 или Q_2 проверяют в сочетании с другими нагрузками. Значения Q_1 и Q_2 используют также для проверки прочности диафрагмы при сдвиге.

Расчет конструкций надземной части здания при совместной их работе с фундаментами исходит из пространственной расчетной модели, имитирующей фундаментные плиты системой перекрестных лент и диафрагмами, шарнирно связанными в уровне перекрытий стержневыми связями, обеспечивающими совместность деформаций диафрагм. Расчеты выполняются с помощью ЭВМ на основе действующих программ и участвуют участие 2—3 нижних перекрытий в совместной работе с фундаментами.

В управлении Моспроект-1 ведется работа по созданию технологической линии автоматизированного проектирования зданий на основе унифицированного каркаса, включающая полную автоматизацию расчетов.

9. РАСЧЕТ ТЯЖЕЛОГО КАРКАСА

Специфика рамных конструкций из элементов унифицированного каркаса обусловлена решением узлов сопряжения колонн и ригелей, которые запроектированы как упругопластические связи.

Как уже отмечалось, физическая нелинейность работы узлов рамы приводит к тому, что ее поведение под нагрузкой существенно зависит от истории нагружения. Однако после однократного приложения максимальных нагрузок всех видов (вертикальных и ветровых в двух направлениях) узлы получают такие остаточные деформации, что впоследствии при любых сочетаниях нагрузок рама работает упруго — происходит так называемое приспособление.

В связи с тем, что рамы обладают податливыми узлами, их рассчитывают по деформированной схеме с учетом реальных жесткостных характеристик узлов и присоединенных к ним масс конструкций и нагрузок, приходящихся на отдельно стоящие колонны. В частности, это означает, что помимо собственно рам в расчетную схему должны включаться и отдельно стоящие колонны, условно

связанные с рамами шарнирно опертыми ригелями или панелями перекрытий.

Кроме того, при расчете рам первого вида (см. главу 2) учитывается упругопластическая работа их узлов, т. е. расчет ведется с учетом не только геометрической (деформированная схема), но и физической (пластичность) нелинейности. Указанным расчетным требованиям удовлетворяет методика автоматизированного с помощью ЭВМ расчета упругопластических рам.

В связи с упругопластическим характером работы узлов рам при определении расчетных значений усилий и деформаций в их отдельных элементах необходимо учитывать историю нагружения всей конструктивной системы. В качестве расчетных рассматриваются последовательности приложения нагрузок следующего типа:

1-й этап — одновременно прикладываются все вертикальные нагрузки (точнее — значения всех вертикальных нагрузок возрастают пропорционально одному параметру от нуля до расчетного значения);

2-й этап — на раму, нагруженную вертикальными нагрузками, действует расчетная ветровая нагрузка (при постоянных значениях вертикальных нагрузок значение ветровой нагрузки возрастает от нуля до расчетного значения);

3-й этап — ветровая нагрузка снимается (при постоянных значениях вертикальных нагрузок значение ветровой нагрузки уменьшается от расчетного до нуля).

При расчете несимметричных рам рассматривают две расчетные последовательности нагружения указанного типа, отличающиеся направлением ветровой нагрузки, прикладываемой на 2-м этапе.

В случаях когда значительная часть полезной нагрузки (более 40 %) на нескольких рядом расположенных рамах (3 и более) может быть приложена несимметрично, проводят дополнительный расчет на три описанных выше этапа нагружения, при котором полезная вертикальная нагрузка прикладывается несимметрично, так, чтобы горизонтальные перемещения рамы от этой несимметрии совпадали по направлению с перемещениями от ветровой нагрузки, прикладываемой на 2-м этапе.

Усилия в элементах рам первого вида, найденные на 2-м этапе, рассматриваются как вызванные действием всех нагрузок, включая нагрузки с малой длительностью действия. Усилия, найденные на 1-м и 3-м этапах нагружения, рассматриваются как вызванные нагрузками, не включающими нагрузки, суммарная длительность действия которых мала.

Расчет рам второго вида (см. главу 2) выполняют, как для упругих систем, на однократное действие различных расчетных сочетаний нагрузок. При расчете рам второго вида рассматривают два сочетания нагрузок: все вертикальные нагрузки и ветер, только вертикальные нагрузки.

Вертикальные нагрузки могут вызывать дополнительные сосредоточенные изгибающие моменты, действующие на колонны

вследствие асимметричного нагружения полок ригелей. Наряду с этим при определении нагрузок на рамы учитывают дополнительные изгибающие моменты, приложенные к колоннам по фасадным осям от горизонтальных ветровых нагрузок в соответствии с принятой схемой крепления наружных стен к каркасу.

Рамы первого и второго видов и их отдельные элементы рассчитывают по предельным состояниям первой и второй групп.

Расчет по предельному состоянию первой группы выполняют при расчетных, а расчет по деформациям — при нормативных значениях нагрузок и сопротивлений упругопластических элементов.

Независимо от конструктивной системы здания все колонны рассчитывают по предельному состоянию первой группы с учетом эксцентриситетов двух направлений.

Для зданий смешанной конструктивной системы расчетные эксцентриситеты в плоскости рам (первого вида) определяют по результатам расчета, выполненного по деформированной схеме. Эксцентриситеты из плоскости рамы в этом случае определяют специальным расчетом колонны как неразрезного внецентренно сжатого стержня.

Основные положения методики расчета тяжелого каркаса сводятся к следующему.

Ригели и колонны рамы рассматривают как линейно-упругие элементы. В расчете учитывают только изгибную жесткость элементов рамы.

Жесткость ригелей определяют в начале расчета с учетом образования трещин. При этом эпюру моментов в ригеле принимают как для балки с заделанными концами и с упругопластическими шарнирами в местах расположения стыков ригеля с колоннами, нагруженной заданной равномерно распределенной нагрузкой.

Ригель разбивают на участки с трещинами и без трещин. Моменты образования трещин и жесткости участков ригелей определяют по формулам СНиП. Жесткость предварительно напряженных ригелей определяют без учета образования трещин.

Колонны рассматривают как элементы, работающие без образования трещин.

Принимают, что работа узлов примыкания ригелей к колоннам описывается диаграммой Прандтля. Ограничения накладываются только на моменты, вызывающие растяжение верхней зоны стыка ригелей с колонной.

Наличие упругопластических стыков ригелей с колоннами обусловливает неупругую работу всей рамы и вызывает необходимость учитывать историю нагружения конструкции.

Процесс нагружения разбивают на интервалы (этапы нагружения), на которых превращение всех меняющихся нагрузок происходит пропорционально одному параметру. Усилия и перемещения в раме определяют для каждого этапа нагружения.

На этапах нагружения, на которых приращение горизонтальной нагрузки равно нулю, раму рассчитывают по недеформированной схеме. На этапах нагружения, на которых приращение го-

ризонтальной нагрузки отлично от нуля, расчет рамы выполняют по деформированной схеме. При этом осевые силы в колоннах, используемые при учете воздействий, вызываемых изменением геометрии системы, определяют приближенно. Их принимают равными сумме осевых сил, полученных в результате расчета на предыдущем этапе нагружения, и осевых сил от приращения нагрузки на данном этапе, определенных в предположении, что в местах стыков ригелей с колоннами расположены идеальные шарниры.

Перечисленные основные положения расчетной методики реализованы в программе РУПК-2 для ЭВМ БЭСМ-4М, предназначенной для расчета рам с упругопластическими шарнирами.

По программе РУПК-2 рассчитывают плоские прямоугольные железобетонные рамы с произвольными длинами пролетов и высотами этажей. Программа позволяет учитывать смещение осей колонн в местах стыковки колонн разного сечения. Смещения осей колонн предусмотрены не более чем на двух этажах рамы и только для крайних колонн. Длины пролетов рамы принимают одинаковыми на всех этажах рамы (без учета смещения осей колонн).

В местах стыков ригелей с колоннами могут быть заданы шарниры. Для этого жесткость таких стыков принимают на несколько порядков меньше жесткости обычных стыков. Практически эта жесткость может быть принята равной $100 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$. Предельные моменты в таких стыках принимают равными нулю.

Оси колонн и ригелей рамы должны образовывать в расчетной схеме сплошную прямоугольную сетку.

Если рама имеет ступенчатую форму, то она может быть рассчитана путем добавления в ее расчетную схему фиктивных колонн малой жесткости (практически эту жесткость можно принимать равной $100 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$) и фиктивных ригелей, имеющих в местах их стыков с колоннами шарниры. При этом геометрические и жесткостные характеристики фиктивных ригелей могут приниматься такими же, как для обычных ригелей рамы.

Предельный объем задачи, решаемой программой, определяется неравенствами:

$$N_{\text{п}} N_{\text{э}} \leq 31; \quad (N_{\text{п}} + 2) N_{\text{э}} \leq 63, \quad (4.47)$$

где $N_{\text{п}}$ — число пролетов; $N_{\text{э}}$ — число этажей.

Рамы рассчитывают с учетом последовательности приложения отдельных нагрузок. Для этого история нагружения разбивается на конечное число этапов, на каждом из которых нагрузка складывается из следующих обобщенных (групповых) нагрузок, изменяющихся от этапа к этапу пропорционально одному параметру: один любой набор горизонтальных сил, действующих в уровнях ригелей; один произвольный набор сосредоточенных вертикальных сил и моментов, приложенных в узлах рамы; любое число ($N_{\text{г}}$) наборов равномерно распределенных вертикальных нагрузок на ригели.

В целях увеличения объема задачи, решаемой программой, и сокращения количества задаваемой исходной информации, при составлении расчетной схемы рамы все отдельно стоящие колонны,

соединенные с жесткими рамами и между собой ригелями с шарнирами на концах и загруженные на уровнях этажей вертикальными осевыми силами, заменяются одной колонной с суммарной жесткостью и нагрузкой.

Аналогично ряд одинаковых и одинаково загруженных рам, соединенных между собой ригелями с шарнирами на концах, заменяется одной рамой, обладающей суммарной жесткостью и загруженной суммарной нагрузкой.

Для получения окончательных результатов расчета из результатов, определенных после такой замены, необходимо моменты, полученные в заменяющей колонне, распределить между исходными колоннами пропорционально их жесткостям, а продольные усилия — пропорционально нагрузкам на эти колонны; усилия в защемляющей раме разделить на число исходных рам.

Программа РУПК-2 выдает результаты счета для каждого этапа нагружения в виде таблиц с указанием момента в стыках, пластических и упругих углов поворота в стыках, моментов в колоннах и ригелях, поперечных сил в ригелях, продольных сил в колоннах и горизонтальных перемещений.

Общую жесткость рам с упругопластическими узлами допускается оценивать по величине горизонтального смещения верхнего ригеля.

При этом учитываются возможные длительные $\psi_{дл}$ и кратковременные $\psi_{кр}$ перемещения. Под длительными перемещениями понимаются перемещения, вызванные пластическими деформациями, и упругие перемещения, вызванные длительно действующими нагрузками; под кратковременными перемещениями понимаются упругие перемещения, вызванные кратковременными нагрузками. Эти перемещения определяются результатами расчета рамы на втором (ψ_2) и третьем (ψ_3) этапах нагружения.

Максимальные длительные перемещения, вызываемые сравнительно редкими многократными воздействиями ветровой нагрузки одного направления (с учетом частичной релаксации остаточных усилий в пластических узловых шарнирах в периоды отсутствия ветра) и несимметрией вертикальной нагрузки, оцениваются соотношением $\psi_{дл}/2\psi_3$.

Кратковременные горизонтальные перемещения определяются разностью: $\psi_{кр} = \psi_2 - \psi_3$.

Для удовлетворительной оценки жесткости рамы необходимо выполнение условий $\psi_{дл}/H \leq 0,001$; $\psi_{кр}/H \leq 0,001$, где H — общая высота здания.

Кратковременные и длительные перекосы конструкций в пределах каждого этажа должны быть ограничены соотношениями:

$$\Delta\psi_{кр}/h \leq 0,002; \quad \Delta\psi_{дл}/h \leq 0,002,$$

где $\Delta\psi_{кр}$, $\Delta\psi_{дл}$ — приращения кратковременных и длительных горизонтальных перемещений рам в пределах одного этажа; h — высота этажа.

Максимальные пластические удлинения рабочих участков верхних монтажных соединительных деталей крепления ригелей к ко-

лоннам могут быть допущены не более 3%. Эти удлинения приближенно могут быть определены по формуле

$$\varepsilon = \Phi_{пл} (h_{риг}/l_{рыбкн}) 100\%,$$

где $\Phi_{пл}$ — пластический угол перелома оси ригеля в месте его стыка с колонной; $h_{риг}$ — высота ригеля по опоре; $l_{рыбкн}$ — длина рабочего участка монтажной соединительной детали.

Математические основы методики расчета. Методика построена с учетом следующих допущений:

ригели и стойки каркаса являются линейно-упругими элементами; деформации всей системы в целом — малые;

узлы примыкания ригелей к стойкам законструированы таким образом, что их работа описывается диаграммой Прандтля, так что значения опорных моментов в ригелях не могут превысить заданные.

При этом состоянии всей системы в интервалах между появлением или закрытием пластических шарниров описывается классическим упругим расчетом. В упругом расчете учитывается только изгибная жесткость элементов каркаса.

История нагружения допускает разбиение на однопараметрические интервалы, т. е. суммарный обобщенный вектор нагрузки при переходе от j -го к $(j+1)$ -му этапу нагружения считается определенным формулой:

$$P_{j,t} = P^j + t \sum_{i=1}^n (\alpha_{i,j+1} - \alpha_{ij}) \{P^i\}, \quad 0 \leq t \leq 1, \quad (4.48)$$

где P^j — суммарный вектор обобщенной нагрузки к концу этапа; $\{P^i\}$ — заданный набор векторов; α_{ij} — коэффициенты, задающие историю нагружения.

Математическая формулировка задачи строится следующим образом. Напряженное состояние системы к концу j -го этапа нагружения характеризуется вектором внутренних усилий X^j . В заданных местах возможного расположения пластических шарниров (у опор ригелей) на каждом этапе нагружения должны выполняться неравенства:

$$M^j \leq \bar{M} \quad (j = 1, 2, \dots, S), \quad (4.49)$$

где M^j — вектор, компоненты которого — изгибающие моменты к концу i -го этапа нагружения; \bar{M} — вектор заданных пластических моментов.

При переходе от j -го к $(j+1)$ -му этапу нагружения:

$$X^{j+1} = X^j + X; \quad (4.50)$$

$$M^{j+1} = M^j + m. \quad (4.51)$$

Поскольку M и X связаны линейным соотношением вида $M = BX + M^0$ и аналогично $m = B_x + m^0$, неравенство (4.49) можно переписать в виде

$$B_x + m^0 \leq \bar{M} - M^j. \quad (4.52)$$

Таким образом, переход от известного состояния X^j к состоянию на $(j+1)$ -м этапе связан с нахождением приращения, на которое наложены ограничения (4.52).

Вектор X определяется из решения следующей задачи:

$$f(x) = \min_{z \in Q} f(z); \quad f(z) = (A_z, z) - 2(q, z);$$

$$Q = \{z: B_z \leq C\}; \quad C = \bar{M} - M^i - m^0. \quad (4.53)$$

Функционал $f(z)$ здесь соответствует энергии системы, вычисленной в некотором базисе, образованном полной системой статически возможных напряженных состояний; вектор q связан с приращением нагрузки от j -го к $(j+1)$ -му этапу.

Окончательная математическая формулировка задачи в целом на основании (4.50), (4.53) принимает вид:

$$X^j = 0 \text{ для } j = 1, 2, \dots, S; \quad X^{j+1} = X^j + X, \quad (4.54)$$

где векторы X являются решениями задач

$$\min_z [(A_z, z) - 2(q, z)] / B_z \leq M - m^0. \quad (4.55)$$

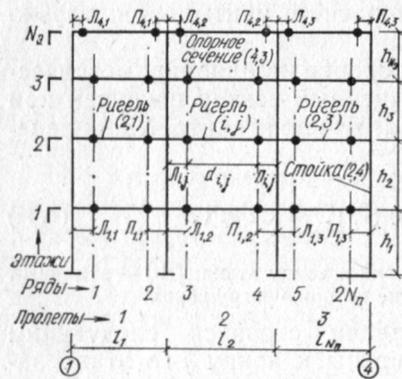


Рис. 4.9. Расчетная схема рамы

приведена на рис. 4.9. Каноническая система уравнений (смешанного метода сил и метода деформаций) имеет вид:

$$\begin{cases} A_n \varphi + B_n X = P_\varphi; \\ -\bar{B}_n \varphi - C_n X = P_x, \end{cases} \quad (4.56)$$

где φ — вектор линейных и угловых перемещений; X — вектор опорных ригельных моментов; A и B — матрицы неизвестных.

Методика расчета рам разработана МНИИТЭП и управлением Моспроект-1.

Глава 5. ПРОИЗВОДСТВО СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КЕРАМЗИТО-БЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ УНИФИЦИРОВАННОГО КАРКАСА

1. СОЗДАНИЕ ПРОИЗВОДСТВЕННОЙ БАЗЫ

Главным в создании высокоэффективных сборных железобетонных конструкций является организация современного заводского производства.

В 1958 г. при Мосгорисполкоме было создано Главное управление промышленности строительных материалов и строительных деталей, в которое вошли основные московские предприятия по производству всех видов изделий для строек Москвы.

Создание Главмоспромстройматериалов было важным шагом в развитии индустриальной базы строительства города. Оно позволило не только упорядочить руководство этой важной отраслью строительства, но и проводить единую техническую политику. Была выполнена большая работа по укрупнению мелких предприятий, специализации их по выпуску определенных видов изделий для полносборного и других видов строительства, коренному техническому перевооружению на базе современных достижений науки и техники.

Организация производства изделий Единого каталога потребовала серьезной инженерной подготовки. На 16 заводах сборного железобетона была проведена реконструкция 60 технологических линий, модернизированы 253 единицы основного технологического оборудования и установлено 25 новых специальных машин. Для выпуска новых железобетонных изделий было изготовлено 3 тыс. металлических форм и оснастки общей массой свыше 15 тыс. т.

Широкое развитие получила специализация заводов и технологических линий.

Основными технологическими линиями явились конвейерные (28 % железобетонных изделий), поточно-агрегатные (62 %) и стендовые (10 %).

Объем производства всех видов изделий каркаса неуклонно возрастал и составил к концу десятой пятилетки около 1 млн. м³.

Выпуск изделий унифицированного каркаса организован на крупных предприятиях, оснащенных передовой техникой и наиболее совершенной технологией: на Бескудниковском комбинате строительных материалов и конструкций № 1, Комбинате железобетонных конструкций № 2, заводах ЖБИ № 5, 8, 11, 18.

2. ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ЛИНИИ

Производство сборных железобетонных конструкций осуществляется по трем основным технологиям: агрегатно-поточной, конвейерной и стендовой.

Агрегатно-поточные линии в большинстве случаев используются для выпуска изделий широкой номенклатуры. Несмотря на то, что эта технология отличается металлоемкостью оборудования и

неполностью механизирована, действующие агрегатно-поточные линии в ряде стран обеспечивают выпуск примерно половины объема сборного железобетона и около 70 % массовых преднапряженных конструкций. Такие линии нашли широкое применение в СССР, ГДР, ЧССР и ПНР, используются на заводах в США, Голландии, ФРГ и в других странах. Они наиболее эффективны для производства и преднапряжения железобетонных конструкций длиной до 12 м.

Конвейерные технологические линии более специализированы, отличаются высокой механовооруженностью, меньшей трудоемкостью выполнения операций. При конвейерном способе появляется возможность расчленения технологических операций и выполнения их на отдельных постах, что позволяет повысить ритм работы конвейера и осуществить лучшую, чем на агрегатно-поточных линиях, специализацию работающих. Создаются реальные условия для применения более простого, надежного, узкоспециализированного, сравнительно недорогого оборудования и для перехода к автоматизированному управлению конвейерами. Конвейерные линии получили распространение в СССР, США, Франции, ГДР, ФРГ и в других странах.

Большинство машин конвейера могут работать с автоматическим и дистанционным управлением.

Конвейерные линии используют для производства погонажных, в том числе преднапряженных изделий, панелей наружных ограждений зданий, многопустотных панелей перекрытий, а также изделий, используемых в специальных видах строительства.

Стендовые технологические линии эффективны для длинномерных напряженных конструкций, которые технически нецелесообразно и экономически невыгодно изготовлять на агрегатно-поточных и конвейерных линиях.

Стендовые технологические линии целесообразно использовать для изготовления длинномерных конструкций при их оборачиваемости не более 1 сут. Линейные стенды рекомендуются для выпуска массовой продукции, короткие стенды — для изделий небольшими партиями средней номенклатуры и силовые формы — при часто изменяющейся номенклатуре.

Затраты труда на заготовку и натяжение арматуры на линейных стендах примерно в 1,5 раза меньше, чем на коротких стендах и в силовых формах. Отходы напрягаемой арматуры также меньше примерно на 30 %. Металлоемкость силовых форм на 25—30 % выше, чем на линейных стендах.

В связи с наиболее высокими технико-экономическими показателями производства сборных железобетонных изделий на конвейерных технологических линиях, возможностями автоматизации производственных процессов они выбраны в качестве основных для изготовления изделий унифицированного каркаса. Производство несущих конструкций по конвейерной технологии осуществлено промышленностью сборного железобетона Москвы впервые в отечественной и зарубежной практике.

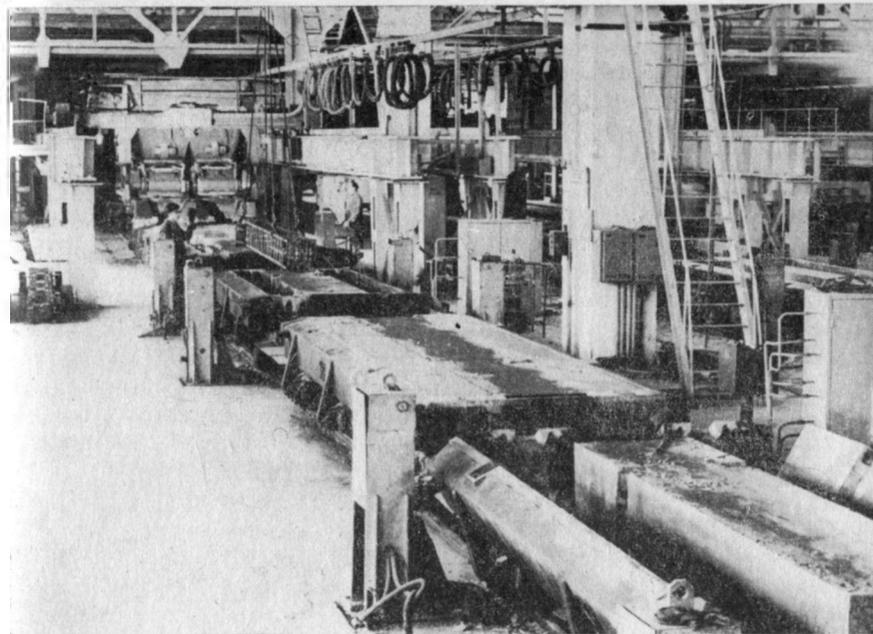


Рис. 5.1. Технологическая линия по производству колонн на заводе ЖБИ № 11

3. ПРОИЗВОДСТВО КОЛОНН

Технологические линии по производству колонн представляют собой замкнутые конвейеры с шагом 7700 мм, на которых перемещаются формы-вагонетки. Конвейеры вертикально-замкнутые, оснащенные линией ускоренного твердения.

Каждая из конвейерных линий имеет один верхний ярус с 10 технологическими постами, из которых 3 поста предназначены для охлаждения изделий после термообработки и 7 рабочих постов, а также две подпольные камеры для термообработки изделий по 10 форм-вагонеток каждая. Каждая конвейерная линия предназначена для изготовления определенных изделий с широкой номенклатурой типоразмеров (рис. 5.1).

Все технологические операции на конвейерной линии закреплены на определенных постах и выполняются в следующей последовательности.

Пост № 1 предназначен для распалубки изделий. Раскрывание бортов форм-вагонеток производится механизированным способом. Механизмом открывания и закрывания бортов служит гидроцилиндр, смонтированный на стойке и связанный рычагом, поворачивающимся относительно неподвижной оси. Питание приводов гидросистемы осуществляется от насосной станции. Каждая форма-вагонетка состоит из поддона и бортов. По продольным бортам

расположено по два упора для механизированного открывания и закрывания бортов.

На пост № 2 форма-вагонетка подается с раскрытыми продольными и торцовыми бортами. Здесь производятся очистка и смазка форм, укладка арматурных каркасов и установка вкладышей. Групповые формы снабжены приспособлением для точной фиксации закладных деталей.

Пространственные арматурные каркасы колонн собираются в специальном кондукторе в арматурном цехе и на пост подготовки и сборки форм поступают в готовом, собранном виде (рис. 5.2).

Установка для сборки пространственных каркасов обеспечивает соединение арматурных деталей с помощью контактной точечной сварки и состоит из следующих узлов: передвижной сварочной каретки со сварочным аппаратом МТПГ-150; левой и правой планшайб для фиксации оголовников; передвижных постов для фиксации закладных деталей; направляющих роликов для протаскивания стержней; сварочных генераторов постоянного тока.

Установка обеспечивает высокое качество сборки при высокой производительности труда.

Пост № 3 обеспечивает дистанционное закрывание бортов (с помощью механизмов закрывания) и запираение замков форм пневмогайковертами.

Подготовленная форма-вагонетка подается на пост № 5 для формования изделия.

Приготовление бетонной смеси производится в бетоносмесительном цехе, состоящем из двух унифицированных секций типового проекта, в роторных бетономешалках С-951 принудительного перемешивания вместимостью по 1200 л. Для дозирования материалов служат весовые дозаторы, работающие в автоматическом режиме. Укладка бетонной смеси в форму производится самоходным бетоноукладчиком эстакадного типа.

На бетоноукладчике расположен бункер с отверстием для выхода бетонной смеси на всю ширину изделия. Бункер имеет два отсека, выдача бетонной смеси из которых производится ленточными питателями в виброворонку, разделенную на ячейки, в зависимости от количества одновременно формируемых изделий.

В форме-вагонетке в зависимости от размера изделий предусмотрено одновременное формование от двух до восьми изделий. Бетонная смесь уплотняется на виброплощадке СМК-199А грузоподъемностью 18 т, оборудованной рельсовыми путями с гидравлическим стрелочным подъемником. Путем перемещения стрелок производится подъем или опускание форм-вагонеток на виброплощадку. Крепление форм-вагонеток на виброплощадке электромагнитное.

Посты формования оборудованы самоходными бетоноукладчиками с координатным движением питателей. Установленные на конвейере виброплощадки с генерацией пространственных колебаний (амплитуда вертикальных колебаний 0,4 мм, горизонтальных — 0,6 мм) обеспечивают высокое качество уплотнения мало-

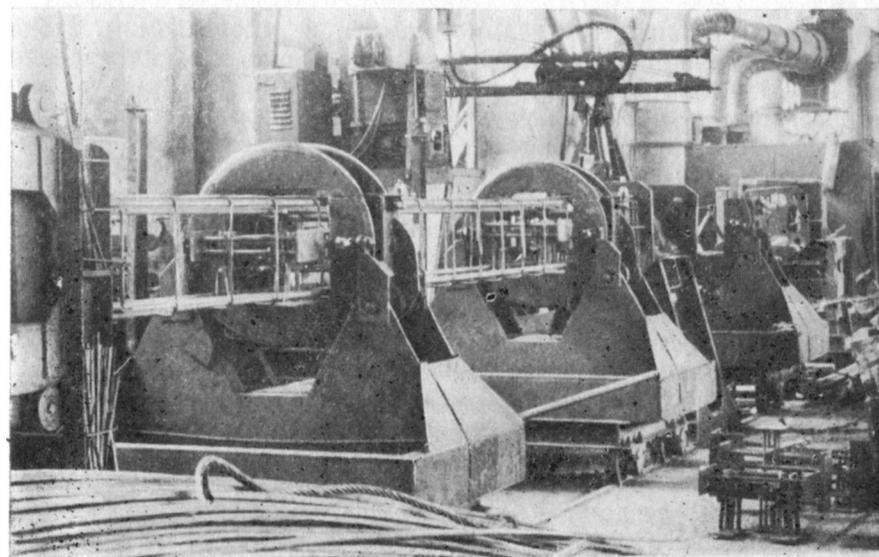
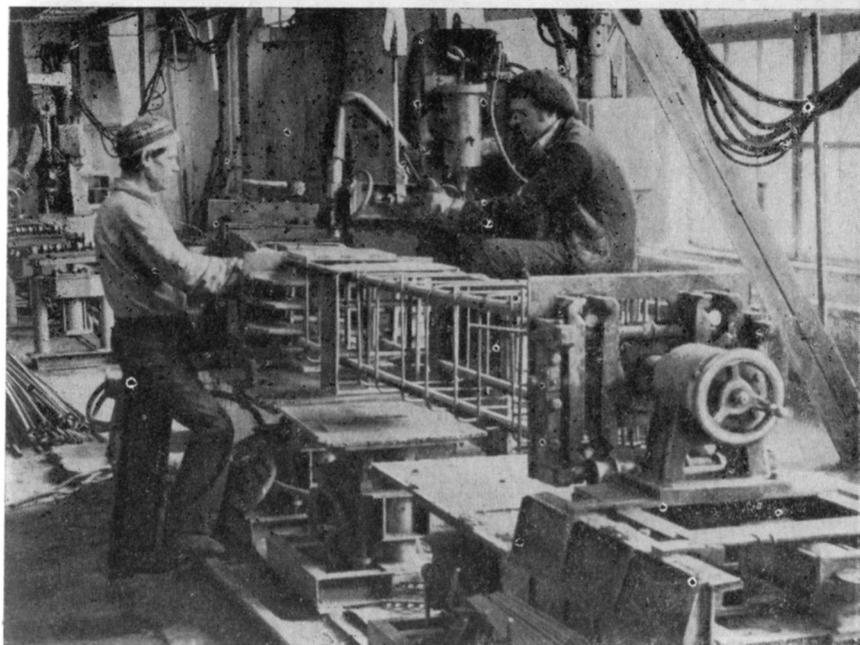


Рис. 5.2. Установка для изготовления пространственных арматурных каркасов
вверху — для сварки арматуры; внизу — для сборки пространственных каркасов



Рис. 5.3. Готовые колонны на вывозной тележке

подвижных бетонных смесей, которые при умеренном расходе цемента позволяют сократить продолжительность цикла твердения до 10—11 ч для бетона марок М 300 и М 400 и до 13—14 ч для бетона марки М 500. Для улучшения условий формирования густоармированных колонн из бетона марки М 500 используют пластифицирующие добавки.

На посту № 7 производится отделка верхней поверхности изделий с помощью специальной машины, оборудованной диском или валиком.

Далее форма-вагонетка толкателем передается на подъемник-снижатель в нижнюю зону конвейера, а затем в одну из двух камер термообработки. Размеры каждой камеры 80,6×2,5×1,46 м. Режим пропаривания — 11,5 ч (3+7+1,5).

Пройдя камеру тепловой обработки, форма-вагонетка с изделием поднимается левым подъемником-снижателем и поступает в верхнюю зону конвейера в камеру остывания, где изделия остывают до 40 °С. Камера остывания оборудована вентиляторами, с помощью которых создаются условия для оптимального режима остывания изделий.

Поступившие на пост № 1 готовые изделия снимаются 15-тонным краном и подаются на пост осмотра и отделки. На склад готовой продукции изделия вывозятся на тележке (рис. 5.3).

Автоматический ритм конвейера предусмотрен в 30 мин. Процесс отделки поверхностей колонн после термообработки механизирован. Управление всеми механизмами и агрегатами на конвейерах автоматизировано и осуществляется с центральных пунктов.

Основными изготовителями колонн унифицированного каркаса являются заводы ЖБИ № 11 и 18 Главмоспромстройматериалов.

4. ПРОИЗВОДСТВО РИГЕЛЕЙ

Производство ригелей унифицированного каркаса осуществляется по аналогичной с колоннами технологической схеме на ЗЖБИ № 11 и 18. Отличительной особенностью процесса их изготовления является применение групповых форм на четыре ригеля, увеличенный режим пропаривания — 13,5 ч (3,5+8,5+1,5) и автоматический ритм движения конвейера, равный для ригелей 36 мин.

На выпуске ригелей специализирован ЗЖБИ № 18 Главмоспромстройматериалов, который впервые ввел полуконвейерную линию производства преднапряженных ригелей (рис. 5.4).

Высокомеханизированный конвейер работает в комплексе с автоматическими ямными камерами ускоренного твердения. При создании полуконвейерной линии использованы вновь разработанные механизмы: роликовый конвейер с гидравлическим приводом передвижения форм, устройство для полной механизации распалубки и закрывания бортов форм с помощью гидравлических рычажных систем (см. рис. 5.4), механизмы подъема и закрывания крышек ямных пропарочных камер с применением гидродомкратов, автоматическое регулирование уровня воды в гидрозаторах крышек камер и др.

Управление всеми механизмами формовочного конвейера и камер пропаривания вынесено на два пульта и центральную насосную станцию управления гидроприводами. Линию производительностью 15—20 шт. ригелей в смену обслуживают 5—6 человек.

Формы для полуконвейерной технологии разработаны с соблюдением требований стабильности размеров в течение всего амортизационного срока их эксплуатации, обеспечения высокого качества поверхности железобетонных изделий и сокращения расходов на содержание и ремонт оборудования.

Ригели, как и колонны, армируются цельносварными арматурными каркасами. Производство их осуществляется на специализированной технологической линии.

Одна из самых тяжелых ручных операций — раскрывание и закрывание бортов форм. Способы механизации здесь зависят от технологии производства и конструкции форм. На конвейерных линиях, оснащенных формами с передвижными бортами на замковых болтах, используются серийные пневматические гайковерты с электрическим приводом, на конвейерах колонн и ригелей ЗЖБИ № 11 с однотипными формами и стандартными захватными устройствами — механизмы с гидравлическим приводом.

Для поточно-агрегатных (полуконвейерных) линий на заводе ЖБИ № 18 сконструирована очень жесткая форма, все четыре бор-

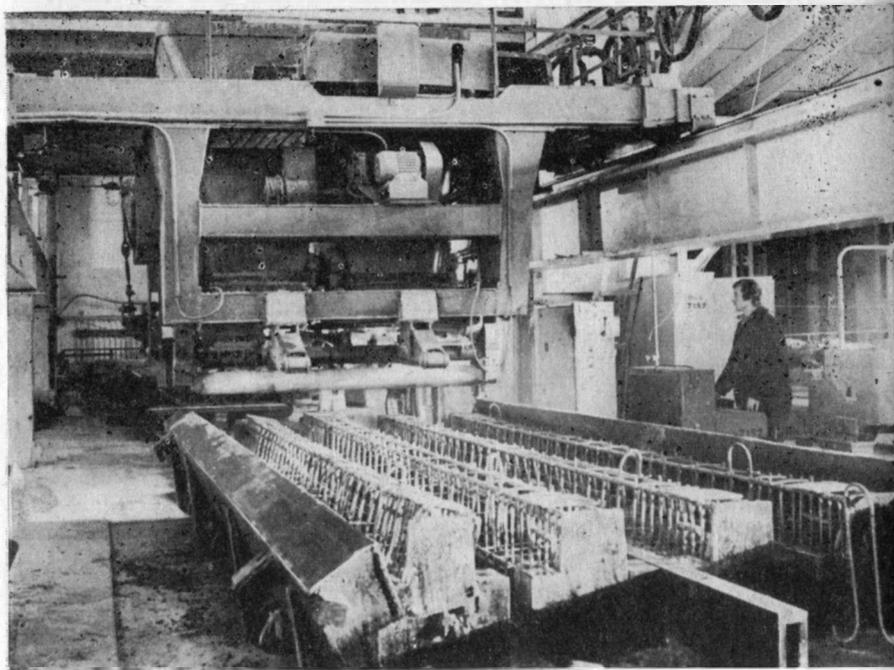


Рис. 5.4. Полуконвейерная линия по производству ригелей. Внизу — универсальное расплужбочное устройство с гидроприводом

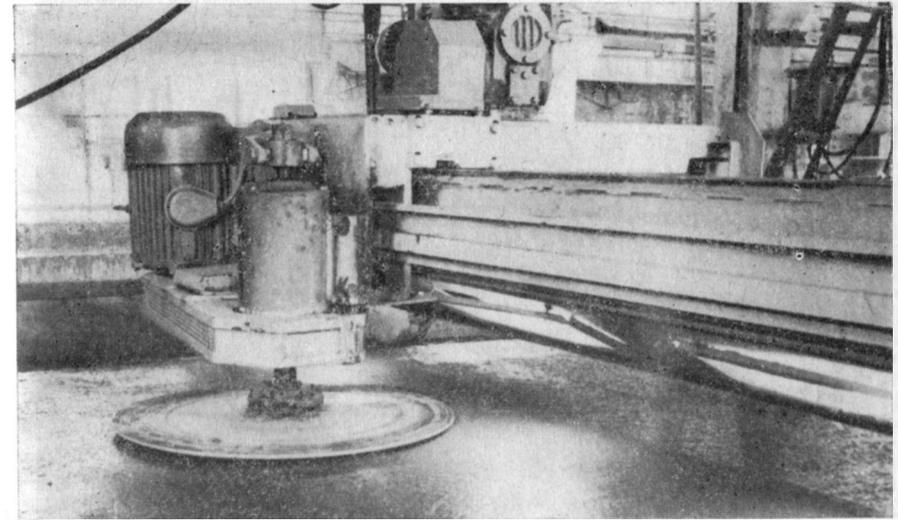
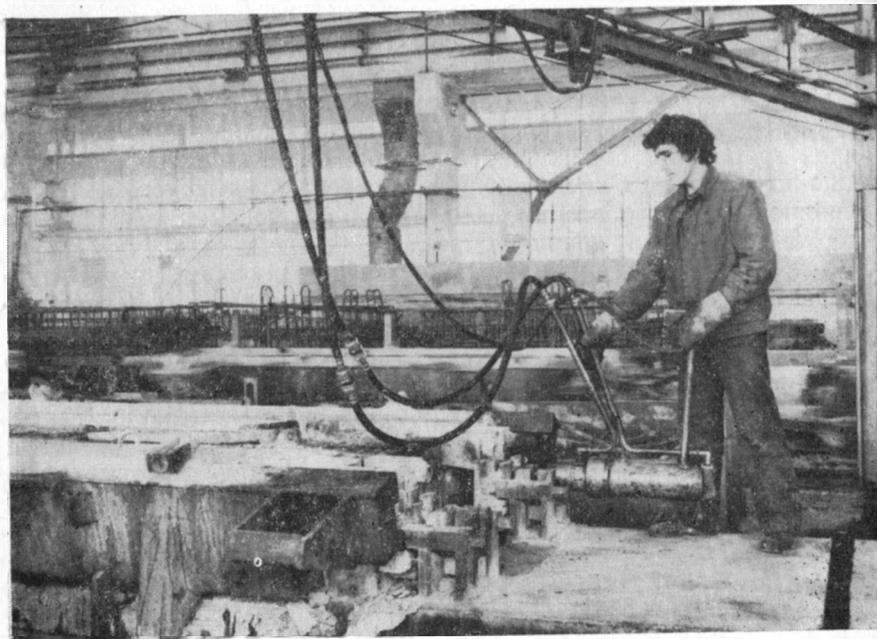


Рис. 5.5. Унифицированная отделочная машина конструкции СКТБ



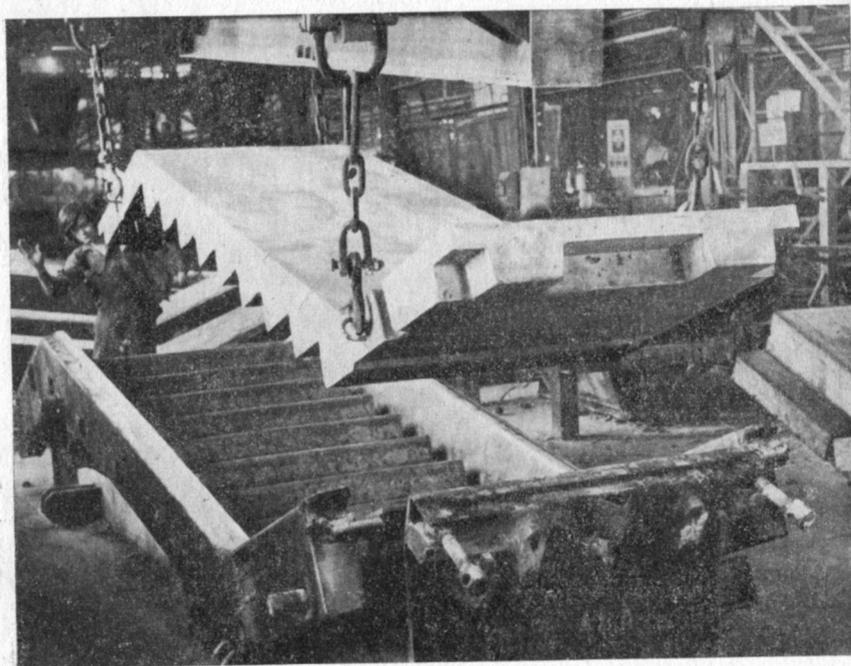
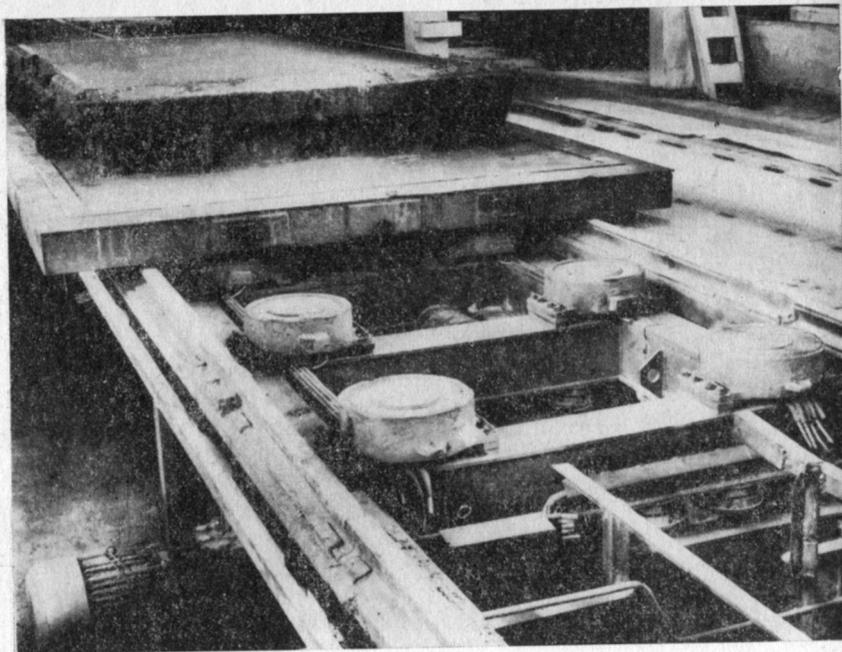
та которой оснащены устройствами для захвата механизмами открывания и закрывания с дистанционным управлением, а поддон имеет направляющие для движения по приводному рольгангу подготовки форм. Крышки ямных камер термообработки этих линий оснащены гидравлическими приводами.

На заводе внедрены автоматические пружинные замки бортов форм, которые в комплексе с механизмами отпирания-запирания позволяют полностью автоматизировать эти операции. Для случаев когда на одной линии применяются формы и формы-вагонетки разнообразных размеров и очертаний, применяются универсальные механизмы с рабочим органом — гидроцилиндром, соединяемым с бортом формы вручную.

5. ПРОИЗВОДСТВО ДИАФРАГМ (СТЕН ЖЕСТКОСТИ)

Производство диафрагм осуществляется также ЗЖБИ № 11. Отличительной особенностью технологической линии по их производству является: ритм движения конвейера 20 мин; шаг конвейера 6700 мм; 12 верхних и 24 нижних поста (по 12 постов в каждой камере термообработки) конвейера; сборка пространственного каркаса в форме-вагонетке, в которую укладываются нижние сетки, арматурный каркас, верхние сетки и петли для подъема изделия; подача бетонной смеси — системой ленточных транспортеров; уплотнение — с помощью вибронасадки.

По мере движения формы-вагонетки включается движение лыж для выравнивания поверхности изделия и снятия излишков бето-



— Рис. 5.6. Конвейерная автоматизированная линия по производству многопустотных настилов

на. Окончательное выравнивание и отделка в свежееотформованном изделии производятся с помощью валика и диска, установленных на отделочной машине (рис. 5.5).

Формование второй консоли (для двухконсольных диафрагм) на специальном посту, оборудованном съемными насадками, — консолеобразователями, соответствующими размеру изделия, и бетоноукладчиком. В консолеобразователь, установленный на форму со свежееотформованным изделием, укладывается арматурная сетка и по мере заполнения его бетонной смесью производится формование с помощью площадочного вибратора. Верхняя поверхность консоли заглаживается диском. Насадок снимается с формы. Неровности от насадка заглаживаются вручную.

Щелевая камера для термообработки имеет размер $80,7 \times 4,2 \times 1$. Режим пропаривания 8 ч ($2 + 5,3 + 0,7$).

Параллельно основному конвейеру располагается вертикальный конвейер, транспортирующий изделия на склад готовой продукции. Изделия хранятся на складе в кассетах.

6. ПРОИЗВОДСТВО ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИЙ И ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ

Конвейерная автоматизированная линия по производству пустотных настилов перекрытий для зданий из деталей унифицированного каркаса на заводе ЖБИ № 8 (рис. 5.6) отличается экономичным использованием производственной площади, так как щелевые двухъярусные камеры тепловлажностной обработки вынесены за пределы цеха.

Настилы выпускаются калиброванными по толщине с гладкой верхней плоскостью.

Управление всеми установленными на конвейерной линии машинами и агрегатами дистанционное с одного центрального пульта.

Формующий агрегат обеспечивает немедленную распалубку при помощи стационарной бортовой оснастки с поворотными продольными бортами, имеющими выступы для получения выемок (шпонок) на боковых гранях настила. Для отделки верхней плоскости настилов на отделочном посту конвейера используются раствороукладчик и самоходная машина с роликом для разравнивания раствора и затирочным диском.

Загрузка и выгрузка щелевых камер пропаривания автоматизирована.

Лестничные Z-образные марши (рис. 5.7) формуются лицом вниз в специальных формах, имеющих периметральные откидные борта, благодаря которым обеспечивается перпендикулярность нижней и торцовых поверхностей при размещении на их продольных гранях подъемных петель.

Указанный способ формования позволяет создать поверхность марша (ступени, площадки) высокого качества, исключает необхо-

— Рис. 5.7. Технологическая линия по производству лестничных Z-образных маршей

димось последующей отделки или облицовки проступей. Отделка нижней (в рабочем положении) поверхности марша выполняется шлифовальными машинами.

Складирование и транспортировка маршей производятся «лицом вверх», укладка маршей в рабочее положение — с помощью специальной траверсы.

7. ПРОИЗВОДСТВО ПАНЕЛЕЙ НАРУЖНЫХ ОГРАЖДЕНИЙ

Производство панелей наружных ограждающих конструкций для унифицированного каркаса освоено на Бескудниковском комбинате строительных материалов и конструкций № 1.

Изделия объемом более 2 м³ изготавливаются по конвейерной технологии на двухъярусных конвейерных линиях, объемом менее 2 м³ — по поточно-агрегатной.

Технологическая линия в виде вертикально-замкнутого конвейера (двухъярусного стана) оборудована автоматизированным комплексом машин, которые обеспечивают проведение всех технологических операций в непрерывном цикле изготовления панелей полной заводской готовности.

Верхний ярус конвейера имеет 20 постов, на которых выполняются все операции технологического процесса, связанные с формированием. Нижний ярус конвейера — подземная щелевая камера прогрева длиной 123 м, оборудованная электрическими ТЭНами мощностью 350 кВт.

Продолжительность двухступенчатой изотермической выдержки при температуре 80 °С, а затем 95 °С — 6 ч. Процесс твердения непрерывный, автоматически управляемый. Температурный режим в камере поддерживается автоматически. Расход электроэнергии для подогрева 1 м³ изделий составляет 55—60 кВт·ч.

Без переналадки и изменения ритма конвейера на линии изготавливаются панели с различными видами отделки фасадной поверхности: стеклянной белой или цветной плиткой, керамическими глазурованными плитками, в том числе крупноразмерными, декоративными досками из белого бетона, травертином и облицовочными плитами из пиленого известняка.

Ручные операции по укладке на поддоны крупноразмерных и метлахских плиток для облицовки наружных панелей и лестничных площадок исключаются при замене этого вида отделки другим, например офактуриванием бетонами на белом и цветном цементе. Разнообразие и архитектурную выразительность таким изделиям придают многочисленные варианты рельефа, образуемые элементами, укладываемыми на поддона формы. Эти элементы изготавливает комбинат Стройпластмасс из ПВХ линолеума, адгезия бетона к которому отсутствует.

Керамзитобетонные смеси и цементно-песчаный раствор готовятся в автоматизированном бетоносмесительном цехе. Дозирование керамзитового гравия объемно-весовое, обеспечивающее высокую стабильность средней плотности смеси. Характеристика составов керамзитобетонных смесей приведена в табл. 5.1.

Таблица 5.1. Составы керамзитобетонных смесей

Наименование и характеристика материала	Расход на 1 м ³	
	М60	М100
Цемент марки 400, кг	220	250
Керамзитовый гравий (70 % фракций 10—20 мм $\gamma=450-500$ кг/м ³ и 30 % фракций 5—10 мм $\gamma=500-550$ кг/м ³), кг	500	520
Кварцевый песок, кг	180	380
Вода, л	180	220
Воздухововлекающая добавка ЦНИПС-1, г	600	400
Вовлеченный воздух, %	10	7
Жесткость керамзитобетонной смеси, с	25—30	25—30

В отдельных случаях в состав керамзитобетонных смесей добавляются золы теплоэлектроцентралей, позволяющие снизить плотность керамзитобетона до 950—1000 кг/м³ и соответственно повышающие теплотехнические качества наружных ограждений.

Транспортировка керамзитобетонной смеси и цементного раствора к посту укладки в формовочный цех производится переносным бункером, устанавливаемым на бетоноукладчике. Из бункера ленточным питателем бетонная смесь равномерно раскладывается по поддону слоем 4—5 см и вибрируется на вибростоле 1—2 мин. Сразу после вибрации керамзитобетонная смесь выдается в форму.

Керамзитобетонная смесь укладывается в формы самоходным бетоноукладчиком, работающим в агрегате с виброплощадкой грузоподъемностью 24 т и отделочными машинами.

От принятых на большинстве заводов страны серийных бетоноукладчиков, требующих дополнительных затрат труда на распределение по площади поддона и разравнивание бетонной смеси, керамзитобетоноукладчики, установленные на конвейерах Бескудниковского комбината, отличаются полной механизацией процесса загрузки формы, равномерным распределением смеси по поддону, исключаяющим применение ручного труда в течение всего цикла формирования и отделки панелей.

Укладка верхнего слоя цементно-песчаного раствора и его разравнивание производятся самоходным раствороукладчиком, оборудованным затирочным валом диаметром 180 мм для предварительной отделки поверхности. Для окончательной отделки используется дисковая затирочная машина. Между укладкой раствора и окончательной затиркой установлен промежуток времени в 40—50 мин, что обеспечивает высококачественную подготовку поверхности панели под малярные работы.

Наружная поверхность панелей очищается от бумаги, склеивающей облицовочные ковры, и от затеков раствора моечной машиной с вращающимися щетками.

Отделка панелей выполняется в горизонтальном положении на специальных отделочных стендах. При отделочных работах используется полимерцементный раствор на основе водной дисперсии полимера — ВПЦ.

Поддоны форм оснащены листами нержавеющей стали с заданным рельефом. Листы закрепляются на поддоне в заводских условиях сваркой в аргоновой среде.

Очистка поддонов производится пневматической шлифовальной машиной, оснащенной специальными полировальными дисками из пылевидного корунда. Для смазки форм используется специальная смазка, разработанная ВНИИжелезобетона, наносимая на поддон краскораспылительным пистолетом в расчете 40—60 г/м² поверхности. В состав смазки входят стеариновая кислота, церезит, триэтаноламин, вода. Смазка обеспечивает получение изделий без пор и раковин, не оставляет на поверхности пятен.

Для склеивания ковров облицовочного материала и фиксации их на поддонах форм применяется самоклеящаяся бумажная лента шириной 100 мм и клей на основе жидкого стекла и гидрола.

Все наружные стеновые панели отгружаются на строительство с полной заводской готовностью, т. е. наружная поверхность облицована (около 20 вариантов облицовки), а внутренняя подготовлена под окраску или оклейку обоями; торцовые плоскости огрунтованы герметизирующими мастиками КН-2, КН-3, 14ТЭП8.

8. КОНТРОЛЬ И УПРАВЛЕНИЕ КАЧЕСТВОМ ПРОДУКЦИИ

Управление качеством строительной продукции является составной частью системы управления всем строительным производством. Управление качеством продукции представляет собой установление, обеспечение и поддержание необходимого уровня качества путем систематического контроля и целенаправленного воздействия на условия и факторы, влияющие на качество продукции.

Основными принципами построения системы управления качеством продукции, реализуемыми в московской строительной практике, являются следующие:

1) управление качеством и количеством выполняемых работ (объем выпуска продукции) основывается на едином непрерывном процессе управления производством;

2) управление качеством продукции является комплексной системой, охватывающей все сферы деятельности предприятия и факторы, влияющие на качество, и включает организационные, технические, экономические, социальные мероприятия и обеспечивающие средства;

3) управляющему воздействию в первую очередь подвергается работа каждого исполнителя, установленный технологический процесс и условия, в которых они происходят. Это положение основывается на том, что качество продукции во многом зависит от качества труда непосредственных исполнителей, который материально овеществляется в качественных характеристиках продукции;

4) управление качеством продукции осуществляется на базе стандартизации продукции и технологических процессов производства.

Формы и методы организации производственного процесса, их

взаимодействие, кооперация и функционирование отдельных служб, цехов, подразделений, технологические процессы, формирующие качество; организация трудовой деятельности коллективов и отдельных работников, формы и средства их стимулирования за достижение высокого качества продукции, материально-техническое снабжение, складирование и транспортировка, сохранность готовой продукции и другие составляющие деятельности производственного организма приводятся во взаимное соответствие с помощью разработанной на уровне главного управления, объединения или предприятия системы стандартов предприятия, являющихся организационно-техническим средством управления;

5) система управления качеством основывается на специально создаваемой нормативно-технической и учетной документации, предназначенной обеспечить взаимоувязку и взаимодействие всех основных элементов производственного процесса: орудий, средств и предметов труда, а также организации трудового процесса.

Нормативно-техническая и учетная документация определяет параметры продукции, методы организации производственного процесса, порядок и методы контроля качества, систему анализа результатов контроля, формы первичной и аналитической документации, способы и средства информации, обеспечивающие прямую и обратную связь между непосредственным исполнителем работ и руководителями всех уровней, ответственных за обеспечение качества продукции;

6) основными звеньями комплексной системы управления качеством на уровне предприятия являются: контроль качества; оценка качества труда, работ и продукции по результатам контроля; информация о результатах контроля снизу доверху; управляющие воздействия на технологический процесс и качество работ сверху донизу и материальное, моральное и правовое стимулирование непосредственных исполнителей за повышение качества. При этом имеется в виду, что выпадение хотя бы одного звена из этой цепи резко снижает эффективность системы. Это обстоятельство учитывается в первую очередь при поэтапном внедрении системы управления качеством.

Госархстройконтролем в содружестве с Главмоспромстройматериалами разработаны на базе накопленного опыта и внедрены «Временные методические указания по организации операционного контроля в системе управления качеством продукции на предприятиях ГМПСМ».

Разработке системы операционного контроля, оценки качества и промежуточной приемки работ предшествовали проверка качества и технический анализ качества выпускаемой заводом продукции и строительно-монтажных работ непосредственно на площадках, которые дали возможность определить в динамике качественный уровень продукции, характеристику допускаемых на производстве нарушений, нормативных требований, причины их вызывающие, показатели качества и необходимые конкретные мероприятия по каждому предприятию. На заводах железобетонных изделий

проверялись в процессе изготовления изделия, соблюдение технологии и при выходном приемочном контроле готовой продукции — соблюдение требований государственных стандартов. На строительномонтажных работах в процессе операционного контроля, оценки качества и промежуточной приемки работ проверялись соответствие выполненной операции проекту, СНиП и ТУ, наличие нарушений (дефектов), нормативных требований и выяснялись вызвавшие их причины. В частности, проверками было установлено, что качество готового объекта в основном формируется на стадии изготовления изделий, в связи с чем в Москве повышенное внимание было уделено промышленности строительных материалов.

Главным действующим фактором системы управления качеством является технический контроль качества, включающий такие активные факторы, как самоконтроль непосредственных исполнителей, сплошной операционный контроль линейным производственным персоналом (бригадирами, мастерами) и статистический операционный выборочный контроль, осуществляемый специальным персоналом служб управления качеством.

Дополнительными рычагами в системе управления качеством являются инспекционные, выборочные, приемочные виды контроля, осуществляемые техническим и авторским надзором, органами Государственного архитектурно-строительного контроля, техническими инспекциями строительных организаций и общественностью.

В результате проведенной работы по контролю и повышению качества продукции около 50 % изделий унифицированного каркаса, выпускаемых предприятиями Главмоспромстройматериалов, присвоен государственный Знак качества.

Высокая точность размеров, полная заводская готовность продукции при стабильно высоких физико-механических параметрах легкого бетона (средней плотности, прочности, влажности) и прогрессивных методах их изготовления обеспечили присвоение государственного Знака качества панелям наружных стен, облицованным травертином.

Государственный Знак качества присвоен ригелям унифицированного каркаса, выпускаемым ЗЖБИ № 18 (при этом отмечен высокий технологический уровень производства, не имеющий аналогов в отечественной и мировой практике), Z-образным ленточным маршам полной заводской готовности и другим изделиям.

Значительному повышению качества изделий и эффективности производства способствовало также внедрение на предприятиях сборного железобетона рационализаторских предложений и изобретений. Суммарный экономический эффект от их внедрения составил около 700 тыс. руб. в год.

9. ТЕХНОЛОГИЧНОСТЬ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ

Технологичность железобетонных изделий — это прежде всего минимальная трудоемкость изготовления на данном конкретном

предприятии в сочетании с минимальной материалоемкостью изделий и соответственно их стоимостью.

На оценке предприятием уровня технологичности могут иногда сказываться и не имеющие прямого отношения к технологии факторы.

В зависимости от оснащенности предприятия тем или иным оборудованием, загруженности этого оборудования, принятой технологии производства одно и то же изделие на одном заводе может считаться технологичным, а на другом — нетехнологичным. Так, например, на отдельных предприятиях считается технологичной фиксация закладных деталей к бортам форм, а на других — к арматурному каркасу, хотя в последнем случае труднее обеспечить требуемую точность установки закладных деталей. В результате этого при передаче изделия с одного предприятия на другое зачастую возникает необходимость переработки конструктивного решения.

В связи с этим при Главмоспромстройматериалах создано конструкторско-технологическое бюро (КТБ) Мосоргстройматериалов по разработке детализированных чертежей железобетонных конструкций, анализу проектных решений основных организаций-разработчиков. КТБ в ряде случаев выступает арбитром между проектной организацией и заводом-изготовителем, устанавливая технологичность изделия.

Важными факторами при сравнительной оценке технологичности изделий являются конструкция, масса и стоимость оборудования и форм; время, необходимое для установки арматуры и закладных деталей; объем сварочных работ и др.

На технологичность изделий оказывают также существенное влияние особенности отдельных технологических процессов, в связи с чем могут отдельно рассматриваться технологичности изготовления арматурных изделий и закладных деталей, сборка арматуры и установка ее в формы; облицовка или отделка железобетонного изделия; укладка и уплотнение бетонной смеси — технологичность формования.

Для большинства железобетонных изделий трудоемкость изготовления и установки в формы арматуры и закладных деталей составляет значительную часть общей трудоемкости, поэтому требования по технологичности арматурных изделий и закладных деталей сводятся к следующим основным положениям:

- 1) унификация шагов арматурных стержней в сетках, изготавливаемых на многоэлектродных машинах;
- 2) применение гнутых сеток, позволяющих сократить количество арматурных изделий в конструкции (в частности, применение на Бескудниковском комбинате пространственных арматурных каркасов для наружных стеновых панелей домов с унифицированным каркасом позволяет сэкономить около 4 тыс. руб. в год);
- 3) применение пространственных арматурных каркасов, собираемых в кондукторах вне формы;
- 4) обеспечение возможности использования при сборке про-

странственных каркасов подвесных сварочных клещей (вместо вязки арматуры проволокой);

5) обеспечение широкого внедрения производительных видов сварки для изготовления закладных деталей — дуговой под слоем флюса и контактной рельефной точечной сварки. Применение штампованных и штампосварных закладных деталей;

6) исключение в возможных случаях закладных деталей, например, замена закладных деталей в настилах, диафрагмах жесткости шпонками;

7) максимально возможное упрощение геометрии изделия. Очертания большинства сборных железобетонных изделий традиционны, поэтому повышение технологичности укладки и уплотнения бетона, а также снижение трудовых затрат и повышение качества изделий обычно сводятся к созданию формовочных уклонов, скосов, радиусов, фасок и т. д. Однако в некоторых случаях удается существенно изменить очертания изделий для обеспечения их технологичности и лучшего качества. Очертание бетонного или железобетонного изделия, а также отверстий, углублений, вырезов и выступов на нем во многом определяется конструктивным решением форм (неразборная, частично или полностью разборная), в которой бетонируется изделие, а также технологическими факторами, в том числе такими, как срок распалубливания и способ извлечения изделия из формы;

8) укрупнение изделий, приводящее к повышению качества и технологичности, а также снижению построечной трудоемкости.

В понятие технологичности входят также и определенные технологические операции, наиболее соответствующие данному типу конструкции, в частности способы фиксации арматуры, методы установки строповочных петель и др.

В изготовленном железобетонном элементе невозможно исправить ошибки в расположении арматурных изделий и петель, поэтому обеспечение их правильного положения является существенным вопросом технологии изготовления и достигается с помощью средств фиксации. К ним относятся устройства однократного использования, остающиеся в бетоне и изготавливаемые из асбестоцемента, полиэтилена, арматурной стали; инвентарные приспособления, извлекаемые из бетона до или после его твердения, и специальные детали, прикрепляемые к рабочей поверхности формы и не препятствующие извлечению изделия из формы.

В изделиях унифицированного каркаса фиксация арматурных изделий выполняется с помощью фиксаторов однократного использования.

Правильное положение строповочных петель в бетоне достигается прикреплением к форме, к форме и арматуре; к форме одновременно с опиранием на поддон через фиксаторы-прокладки; креплением к ненапрягаемой арматуре.

Петли, располагаемые у бортов форм, часто фиксируются инвентарными приспособлениями, устанавливаемыми на бортах.

В качестве примеров повышения уровня технологичности изде-

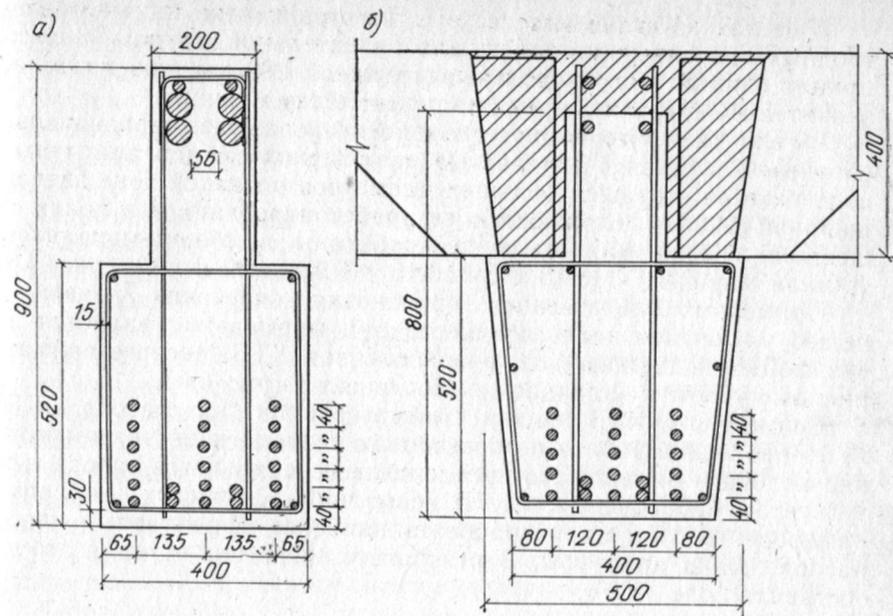


Рис. 5.8. Конструкция ригеля длиной 12 м под нагрузку 150 кН/м

а — вариант сборного ригеля; б — то же, сборно-монокрипного

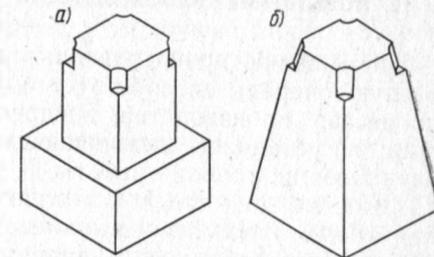


Рис. 5.9. Конструктивная форма подконтонника

а — до переработки; б — после переработки

лий унифицированного каркаса в результате работы ЗЖБИ и КТБ Мосоргстройматериалов над первоначальной проектной документацией приведем следующие.

Многопустотные настилы перекрытий, разработанные управлением Моспроект-1, имели подъемные петли, установленные над вторым от края пунсоном. Такое решение петель приводило к попаданию воды в пунсоны (на складе и в процессе монтажа), разрушало изделия, затрудняло отделку. Настилы, переработанные КТБ Мосоргстройматериалов, имеют строповочные петли, вынесенные из отверстий на боковые ребра, исключая указанный недостаток.

Изменена также конфигурация продольных граней изделия, обеспечивающая благодаря созданию неразъемной формы высотой 70 мм четкость очертания настилов и прямолинейность их нижних угловых фасок.

В сетках из стали класса В-I, изготавливаемых на многоэлектродных сварочных машинах, для значительной группы изделий принят единый шаг продольных стержней 200 мм, что позволяет значительно сократить время на переналадку машины.

Ригели тяжелого каркаса, запроектированные первоначально сборными, в связи с трудностью размещения сжатой арматуры в виде пакетов стержней больших диаметров в сжатой зоне изделия шириной 200 мм, сложностью ее пробетонирования и в целях существенной экономии стали переработаны в сборно-монолитные (ригели марок РГ-116-15, РБ-116-15 и РБ-86-222 и др.) (рис. 5.8).

Примером существенного изменения очертания изделия с целью улучшения технологичности при формовании является новая форма подколонников, разработанная КТБ Мосоргстройматериалов с участием Управления Моспроект-1 (рис. 5.9).

Совместно с КТБ Мосоргстройматериалов на заводе ЖБИ № 11 проведена работа по повышению технологичности армирования колонн и ригелей. По предложению специалистов завода и результатам проведенных в КТБ испытаний различных вариантов армирования удалось разработать наиболее эффективный способ расположения арматуры. В результате экономия металла за год составила более 750 т.

10. ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРОМЫШЛЕННОГО ПРОИЗВОДСТВА

Повышению производительности труда и качества продукции в первую очередь способствует совершенствование технологических процессов производства, внедрение высокопроизводительных машин и установок, исключающих применение ручного труда и улучшающих условия работы. К числу мероприятий, направленных на решение этих задач и реализованных производственными предприятиями Главмоспромстройматериалов при производстве изделий унифицированного каркаса, являются следующие.

Созданные полуконвейерные линии нового типа для подготовки, смазки и перемещения форм по технологическим переделам позволили механизировать наиболее трудоемкие процессы, сократить затраты ручного труда почти в 2 раза, уменьшить загрузку мостовых кранов, в 1,5—2 раза сократить продолжительность освоения новых технологических линий по сравнению с нормативными сроками*. Так, реконструкция пяти технологических линий на заводе ЖБИ № 18 обеспечила на тех же площадках увеличение выпуска сборного железобетона со 180 до 260 тыс. м³ в год, экономический эффект составил более 5 млн. руб.

Низкочастотные резонансные виброплощадки послужили базой для создания принципиально новой ударно-вибрационной тех-

* За разработку и внедрение новой технологии производства железобетонных изделий на предприятиях Главмоспромстройматериалов группа специалистов и ученых удостоена Государственной премии СССР 1979 г.

нологии уплотнения бетонной смеси, обеспечивающей повышение производительности труда, экономию материалов и высокое качество изготовления железобетонных изделий.

Ударно-вибрационная технология позволяет уплотнять бетонные смеси жесткостью 40—60 с, сократить расход цемента до 10 %, электроэнергии — в 2—2,5 раза, расход тепловой энергии на 20—25 %.

Применение жестких и умеренно-жестких бетонных смесей при ударно-вибрационных режимах уплотнения позволило сократить продолжительность тепловой обработки на 10—12 %. На основе этой технологии освоен выпуск изделий из бетона на белом цементе и камневидного архитектурного бетона.

Наряду с этим для создания новых эффективных видов отделки внедрены новые технологические приемы, основанные на применении рельефных пластмассовых матриц и рельефного настила из тонкой нержавеющей стали, при которых отпадает необходимость очистки форм от остатков бетона. Хорошо зарекомендовал себя в качестве матриц листовая полиэтилен толщиной до 1 мм, имеющий низкую адгезию к бетону, высокую термостойкость и эластичность. Эти технологические приемы используются при производстве панелей наружных ограждений.

Снижению заводской трудоемкости в значительной мере способствовали новые методы отделки поверхностей железобетонных изделий с помощью шлифовальных машин, а также новых технологических процессов, исключающих доводочные посты за счет обеспечения полной заводской готовности поверхности изделия уже в процессе формования.

11. ЭКОНОМИЯ МАТЕРИАЛОВ

Качество преднапряженных конструкций во многом зависит от конструкции форм. Применение силовых и создание универсальных форм со сменными элементами оснастки, повышение их жесткости для предотвращения появления трещин в изделиях привели к увеличению расхода стали на формы примерно на 10—12 % и повышению себестоимости продукции.

В ряде стран (США, ФРГ, Франции и др.) формы изготавливают на специализированных заводах с использованием гнутых и штампованных профилей из тонкостенного листового материала, что позволяет снизить их металлоемкость на 15—25 % и улучшить эксплуатационные качества. Применяют комбинированные формы, несущая часть которых выполнена из стали, а формирующий контур будущего изделия — из стеклопластика или водостойкой фанеры. Отдельные фирмы используют пластиковый материал, выдерживающий длительное воздействие температуры до 120 °С. В Финляндии формы изготавливают с применением фанеры, покрытой пластиковой бумагой.

В СССР, Канаде, США, Англии, ФРГ и других странах развивается технология безопалубочного формования преднапряжен-

ных элементов, что позволяет частично или полностью исключить применение форм и за этот счет снизить себестоимость изделий.

Значительная экономия металла достигается при рациональном проектировании и использовании стальных форм.

На 1 м³ выпускаемой продукции в год на металлические формы затрачивается от 6 до 35 кг стали. Наиболее экономичными по расходу стали и трудоемкости в эксплуатации являются неразборные формы с литейными уклонами, масса которых в 2 раза меньше массы формуемых изделий. Одновременное уменьшение высоты форм повышает использование объема пропарочных камер, предотвращает вытекание цементного теста.

Интенсификация использования форм обеспечивает ускорение их оборачиваемости в технологическом потоке. Снижение времени тепловой обработки изделий, отказ от закрепления форм за определенными бригадами являются одним из резервов ускорения оборачиваемости форм. Определенный эффект получен при разделении камер на более мелкие секции, что сокращает время простоя форм.

Важными предпосылками экономного расходования металла являются использование стали классов А-II, А-III, А-IV, А-V и совершенствование армирования железобетонных изделий. Наиболее ощутимую экономию дает применение стали класса Ат-V (экономия на 1 т—200 кг) и холоднотянутой проволоки периодического профиля класса Вр-I (экономия до 7 %).

Известно, что повышение марки бетона на одну ступень снижает расход стали примерно на 50 кг/м³. Освоение бетона высоких марок — еще один важный резерв снижения расхода металла.

На некоторых предприятиях Главмоспромстройматериалов многоточечные сварочные машины были специально оборудованы для приварки рабочих стержней разной длины, что приблизило армирование изгибаемых элементов к эпюре моментов, значительно снизило расход металла. Эти и другие работы по снижению расхода стали проведены в тесном содружестве производственных предприятий с научно-исследовательскими и проектными организациями.

Одним из основных факторов экономии цемента и металла является совершенствование проектных решений, снижение отпускной прочности изделий в летнее и зимнее время. Проводимые мероприятия по повышению уровня технологичности изделий унифицированного каркаса с учетом совершенствования расчетных положений позволяют экономить около 1,5 тыс. т стали и 7 тыс. т цемента. Значительную экономию цемента создало также назначение на основе анализа фактической работы отпускной прочности большинства изделий в 70 % в летнее время и части изделий в зимнее время.

На заводе ЖБИ № 6 сотрудниками Центральной лаборатории неразрушающих методов контроля Всесоюзного научно-производственного объединения Союзжелезобетон в контакте со специалистами научных организаций Главмоспромстройматериалов

(Моспроектстройиндустрия, КТБ Мосоргстройматериалы, СКТБ) разработана и внедрена система электронного управления дозированием и приготовлением бетонной смеси на базе электронно-вычислительной техники.

Применение ЭВМ позволило получить экономию цемента до 6,5 %, обеспечить стабильно высокое качество бетона, повысить культуру производства и скорость выполнения работ, а также обеспечить возможность приготовления бетона широкой номенклатуры различных марок.

Накоплен значительный опыт производства керамзитобетонных стеновых панелей для массового строительства с применением золы тепловых электростанций. Использование золы ТЭС в качестве мелкого заполнителя в керамзитобетоне дает экономию 1,5—2 руб. на 1 м³ бетона по сравнению с применением для этих целей обычного песка, сокращает расход цемента на 10 %.

Значительную экономию цемента удалось получить благодаря использованию комплексной химической добавки смеси солей натрия — нитрат-хлорид (ННХК), разработанной учеными МАДИ. На предприятиях Главмоспромстройматериалов были смонтированы склады для хранения добавки, тракты ее подачи и дозирования. Ее применение на 16 предприятиях главка позволяет ежегодно экономить более 7 тыс. т цемента.

Важная работа была проведена КТБ Мосоргстройматериалов совместно с НИИЖБ на заводе ЖБИ № 4 по введению добавки ВРП-1 (водорастворимый полимер) в бетон на известняковом щебне пониженной прочности. Использование этой добавки способствует улучшению удобоукладываемости бетонной смеси, снижает водоцементное отношение и в конечном счете уменьшает расход цемента на 5 %.

На предприятиях Главмоспромстройматериалов для уплотнения бетонов созданы и успешно применяют головные образцы резонансных виброуплотняющих машин грузоподъемностью 8, 15, 20 т, которые отлично зарекомендовали себя на практике.

Основными преимуществами этого метода являются ускорение процесса уплотнения, улучшение качественных характеристик бетона, уменьшение расхода цемента на 15—20 кг на 1 м³, а электроэнергии — в 3 с лишним раза.

На ЗЖБИ № 8 работают установки по утилизации отходов сборного железобетона.

Этот агрегат разрушает некондиционные изделия, отделяя арматурный каркас от бетона, который дробится затем на мелкие фракции до 50 мм. Каждый из компонентов можно использовать вторично — щебень как заполнитель в низкомарочных бетонах или при устройстве дорог, металлические стержни — в качестве вторичного сырья в черной металлургии. Пресс с усилием 1500 кН дает возможность разрушать изделия практически любой номенклатуры. Установку обслуживают 2 человека, ее производительность — 10 м³ в час.

12. ЭКОНОМИЯ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ РЕСУРСОВ

В промышленности сборного железобетона нет ни одного завода, где бы не производилась тепловая обработка сборных изделий. Тепловая обработка бетона является основным способом интенсификации его твердения и в зарубежной практике.

В связи с этим изучению и совершенствованию данного технологического передела уделяется много внимания.

За последние два десятилетия в области ускорения твердения бетона достигнуты значительные успехи. Примерно в 1,5 раза сокращена продолжительность тепловой обработки сборных железобетонных изделий, разработаны эффективные режимы прогрева, появился ряд новых способов термообработки с использованием электрической энергии, позволяющих не только уменьшать длительность выдерживания изделий, но и обеспечивать их высокое качество при значительном сокращении энергозатрат. Все это позволило разработать более экономные нормы расхода пара и электроэнергии на прогрев изделий. При правильно выбранном способе прогрева изделий и грамотном его использовании имеются реальные возможности заметного сокращения продолжительности термообработки и затрат энергии. На передовых предприятиях Главмоспромстройматериалов расход энергии на этот технологический процесс не выходит за пределы, рекомендуемые нормами.

Прогресс в совершенствовании способов термообработки бетона способствовал повышению производительности заводов сборного железобетона. Однако бурное развитие строительства требует коренных изменений в технологических процессах, и в первую очередь интенсификации твердения бетона, без чего невозможно добиться резкого повышения производства сборных железобетонных изделий.

Чтобы сделать термообработку бетона более экономичной и короткой по времени, серьезное внимание обращается на ряд смежных технологических переделов, начиная с выбора материалов для бетонной смеси. Так, применение высокоактивных цементов не требует длительной термообработки бетона и высоких температур прогрева. Изделия из бетонов на таких цементах достаточно прогревать при температурах 60—70 °С в течение 6—10 ч. Бетоны на цементах с большим количеством минеральных добавок (например, на шлакопортландцементах) требуют более высокой температуры прогрева (до 80—95 °С) и большей продолжительности тепловой обработки, если температура прогрева ниже 80 °С.

Существенную роль должны сыграть добавки — ускорители твердения и пластификаторы. Так, введение 0,5 % массы цемента добавки С-3, обладающей сильными разжижающими свойствами, дает возможность примерно на 20 % и более снизить V/C без изменения пластических свойств бетонной смеси и за счет этого сократить расход энергии на термообработку.

Длительность термообработки изделий можно сократить, применяя предварительный разогрев бетонной смеси. В этом случае цикл подъема температуры практически исключается, и с учетом

увеличения примерно на 1 ч длительности изотермического выдерживания при установленной температуре общую продолжительность термообработки возможно уменьшить на 1 ч 30 мин и более.

Предварительный разогрев бетонной смеси осуществляется паром в смесителях при ее приготовлении или же электрическим током в специальных установках у места ее укладки. Быстрый (за 3—5 мин) разогрев бетонной смеси до температуры 50 °С в смесителе паром или до 60—80 °С электрическим током у места укладки требует минимальных затрат энергии, а потому весьма эффективен. Однако в этом случае должно быть предельно четко организовано производство работ — горячую смесь необходимо быстро доставлять к месту формирования, укладывать и уплотнять. Особенно это относится к предварительному разогреву бетонной смеси паром.

Чтобы лучше использовать этот способ, надо максимально сблизить посты приготовления бетонной смеси с разогревом и формированием. Разогретую смесь следует доставлять к месту укладки в утепленных закрытых бункерах, а после укладки в формы и уплотнения немедленно подавать изделия в камеру термообработки.

Электроразогрев бетонной смеси на формовочном посту дает возможность разогревать ее до более высокой температуры и укладывать, минуя транспортные операции.

Особое внимание следует обращать на работу таких пропарочных установок, как ямные камеры. При длительной их разгрузке и загрузке они остаются открытыми несколько часов, что приводит к большим потерям тепла.

Использование утепленных и хорошо герметизированных камер, автоматическое поддержание и регулирование процесса термообработки, прогрев по наиболее рациональным режимам вполне могут обеспечивать трехкратную и более оборачиваемость пропарочных камер в сутки.

В развитии способов тепловой обработки бетона и их эффективности основной упор делается на улучшение технических и экономических характеристик тепловых установок и оборудования, автоматизацию процесса и строгое поддержание оптимальных режимов прогрева изделий, применение химических добавок — ускорителей твердения и пластификаторов, на использование высокоактивных цементов, изыскание более рациональных организационных форм производства сборных изделий.

Важным технологическим новшеством, введенным при производстве изделий унифицированного каркаса, является создание и внедрение нового метода термообработки изделий в камерах избыточного давления от 30 до 60 кПа с повышенными параметрами температуры (до 110 °С). По сравнению с нормативами новый метод позволяет вдвое сократить цикл тепловой обработки и почти вчетверо снизить удельный расход пара. В частности, на комбинате Стройиндустрии в таких камерах изделия с маркой бетона М 200 получают после 5 ч тепловлажностной обработки, т. е. в 2 раза

быстрее обычного. Расход пара при этом снизился до 130 кг против 450 кг по норме.

Особенно эффективно создание камер избыточного давления при одновременном оснащении формовочных постов резонансными площадками.

В Главмоспромстройматериалах широко используются такие мероприятия, как автоматизация режимов тепловлажностной обработки в традиционных пропарочных камерах, устройство внутренней теплоизоляции камер, применение механизированных крышек ямных пропарочных устройств, завесы в камерах непрерывного действия, усовершенствованные системы теплоснабжения и теплопередачи. На заводах много внимания уделяется решению вопросов организации труда, закрепления пропарочных агрегатов за рабочими бригадами и сменами.

Основными направлениями дальнейшего технологического прогресса в методах производства железобетонных конструкций, в том числе унифицированного каркаса, являются:

разработка и внедрение гибкой технологии формования различных сборных железобетонных конструкций, обеспечивающей возможность быстрой переналадки оборудования при смене номенклатуры изделий;

разработка и внедрение эффективных методов ускорения твердения бетонов, в особенности сокращение циклов термовлажностной обработки;

механизация и специализация арматурных работ и процессов натяжения арматуры (например, внедрение методов непрерывного армирования);

разработка, организация и внедрение на заводах средств автоматического пооперационного контроля качества и дозирования цемента и заполнителей, средств автоматического контроля качества бетонных смесей, натяжения арматуры и готовых изделий;

разработка технологических и производственных процессов, обеспечивающих беспетлевое производство и монтаж сборных железобетонных конструкций.

Задачи повышения качества железобетонных конструкций предполагается решать на базе повышения качества исходных материалов, введения пооперационного контроля при изготовлении конструкций, повышения стабильности характеристик бетоноприготовительного и формовочного оборудования, опалубки, соблюдения технологических режимов и т. п.

Глава 6. ВОЗВЕДЕНИЕ КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ ИЗДЕЛИЙ УНИФИЦИРОВАННОГО КАРКАСА

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Типизация и стандартизация в проектировании и изготовлении сборных железобетонных и керамзитобетонных промышленных конструкций Единого каталога создали реальные предпосылки для

стандартизации и типизации производственных процессов по возведению индивидуальных и уникальных зданий из типовых элементов, позволили определенным образом типизировать инженерно-техническое (подъемнотранспортное, вспомогательное и др.) оборудование, а также создать новое эффективное оборудование, механизмы и приспособления. В результате применения высокопроизводительных машин и механизмов, внедрения прогрессивных методов возведения зданий значительно повышен уровень индустриализации строительства, создана новая технология возведения зданий, отвечающая требованиям эффективности и качества строительства, обеспечивающая переход от техники безопасности к безопасной технике.

Каркасно-панельные здания возводит ряд строительных организаций министерств и ведомств, однако основной объем строительства осуществляют крупнейшие строительные главки Мосгорисполкома — Главмосстрой и Главмоспромстрой, формирующие и проводящие единую техническую политику в вопросах технологии возведения каркасно-панельных зданий.

Строительный процесс по возведению зданий и сооружений можно условно разделить на следующие основные составляющие и этапы: планирование и проектирование строительства: материально-техническое обеспечение; подготовительные работы, в том числе инженерная подготовка территории, создание геодезической базы, возведение временных сооружений по обеспечению строительства и условий работы персонала стройки; строительно-монтажные и специальные виды работ; отделочные работы; благоустройство прилегающей территории.

Вопросы организации строительства, в том числе выбор основных грузоподъемных средств и их установка, порядок возведения конструкций с учетом разбивки сооружения на захватки, обеспечение устойчивости конструкций на монтаже и др., а также сроки возведения зданий определяются в проекте организации строительства (ПОС), разрабатываемом генеральной проектной организацией.

Наиболее сложной и ответственной операцией в комплексе строительно-монтажных работ является монтаж основных несущих и ограждающих конструкций здания, включающий в себя геодезическое обеспечение, работы по возведению нулевого цикла, монтаж конструкций надземной части, сварочные работы, омоноличивание конструкций и др.

Конструкция унифицированного каркаса требует определенной точности и последовательности монтажа, высокого качества сварочных работ и работ по омоноличиванию узлов соединения конструктивных элементов, высокого уровня организации швов панелей наружных ограждений, соблюдение правил производства работ и техники безопасности.

Методы монтажа каркасно-панельных зданий на основе унифицированного каркаса прошли большой путь совершенствования.

Проведены теоретические и практические исследования по методике определения точности монтажа, разработаны эффективные

способы ведения работ с применением специальной монтажной оснастки, усовершенствованы организационные методы управления строительным процессом, обеспечивающие высокое качество строительства, внедрены прогрессивные методы труда.

Из существующих методов монтажа — свободного, с применением геодезических инструментов и приспособлений, метода пространственной самофиксации и метода монтажа с применением кондукторных приспособлений — наибольшее развитие в каркасно-панельном строительстве получил метод кондукторных приспособлений, впервые примененный на монтаже каркасно-панельных домов в Москве.

Вместе с тем отдельные элементы каркасно-панельных зданий монтируются в условиях, близких к пространственной самофиксации, так как их положение предопределяется положением колонн и ригелей каркаса.

В общем виде последовательность монтажа конструктивных элементов надземной части может быть, представлена следующей схемой: колонны—ригели—диафрагмы жесткости—распорки—плиты перекрытий—лестничные марши—наружные ограждения. Однако плановое решение последовательности монтажа, а также установление последовательности монтажа по вертикали (например, время монтажа наружных ограждений, одно- или двухъярусный монтаж и др.) определяется проектом производства строительного-монтажных работ (ППР), разрабатываемым трестом по организации строительства. В Главмосстрое это трест Мосоргстрой, в Главмоспромстрое— Мосоргпромстрой.

Все операции по возведению каркасно-панельных зданий регламентируются техническими правилами на производство всех видов работ, операционно-технологическими картами, картами трудовых процессов и другими конструктивными и нормативными документами.

Типовые операционно-технологические карты на монтаж конструкций являются составной частью ППР и «привязываются» к конкретным условиям строящегося объекта.

Операционно-технологические карты содержат общие указания по монтажу, качеству и технике безопасности ведения работ; технологию монтажа сборных железобетонных конструкций (основной строительный процесс); технологию сварки закладных деталей и омоличивания стыков сборных железобетонных конструкций; технологию антикоррозионной защиты стальных закладных деталей элементов ограждающих конструкций; технологию герметизации швов; машины и оборудование; организацию рабочего места и приемы труда; описание основного монтажного оборудования и условия работы с ним.

Монтаж каркаса производится в соответствии с требованиями СНиП.

До начала монтажа сборных железобетонных конструкций должны быть выполнены все подготовительные работы, в том числе «разбиты» и приняты оси сооружения и реперы; возведены все не-

обходимые временные сооружения (в соответствии со стройгенпланом); закончено устройство дорог, подъездных путей и складских площадок; проложены подземные коммуникации; подведены электроэнергия и вода; установлены фундаменты; собраны, налажены и приняты монтажные механизмы, приспособления и оборудование; оформлены все необходимые документы на скрытые работы; нанесены риски установочных осей на верхней плоскости подколонников.

До начала монтажных работ приобъектный склад должен быть обеспечен складским инвентарем и приспособлениями (пирамидами, стеллажами т. д.), а также деревянными подкладками и прокладками. В соответствии со схемой складирования сборных деталей на строительной площадке должны быть отмечены места расположения штабелей. Складирование строительных деталей производится в зоне действия крана на заранее подготовленной площадке.

Перед подъемом и перемещением в зону монтажа сборные элементы очищают от грязи, снега, наледи, а металлические детали — от ржавчины; наносят осевые риски и проверяют наличие меток мест опирания элементов; к колоннам и элементам диафрагм жесткости приваривают предусмотренные проектом дополнительные столики и устройства для крепления других конструкций, проверяют правильность и надежность строповки.

Подъем, перемещение и опускание элементов должны осуществляться плавно, без рывков, раскачивания и вращения. Сборные элементы устанавливают сразу в проектное положение с соответствующей выверкой и устройством проектных закреплений в узлах.

Монтаж сборных железобетонных конструкций начинается с наиболее жесткой ячейки, которая выбирается каждый раз в соответствии с конкретным объектом при разборке ППР. В ячейке «завязывают» установленные колонны ригелями и распорными плитами.

Монтаж сборных конструкций вышележащего этажа (или этажей при двухэтажных колоннах) производится только после полного и окончательного закрепления элементов нижележащего этажа (этажей) и достижения бетоном замоноличенных стыков не менее 50 % проектной прочности.

В особых случаях по согласованию с проектной организацией для зданий с регулируемой сеткой колонн, типовыми пролетами и конструкциями максимальное число монтируемых этажей без замоноличивания над полностью смонтированными и замоноличенными конструкциями каркаса, диафрагм жесткости и перекрытий устанавливают в зависимости от несущей способности колонн.

Вслед за монтажом, выверкой и проектным закреплением сборных железобетонных элементов производится зачеканка швов перекрытий и диафрагм жесткости.

В период с 1 октября до 1 апреля для зачеканки стыков применяют растворы с противоморозными добавками нитрита натрия.

Сроки замоноличивания стыков колонн устанавливаются по

согласованию с авторским надзором, с учетом конкретных обстоятельств.

Монтаж сборных железобетонных конструкций осуществляется с обязательной инструментальной проверкой проектного положения каждого элемента и проверкой соответствия проекту марок всех смонтированных конструкций. Точность монтажа должна обеспечивать допускаемые нормативные отклонения.

Предельные отклонения на приемку смонтированных конструкций назначаются проектом на основе расчета геометрической точности с учетом требований главы СНиП «Геодезические работы в строительстве» и ГОСТ 21778—81, 21779—82 и 21780—83.

При отсутствии в проекте специальных указаний предельные отклонения положений элементов в конструкциях при приемке относительно разбивочных осей или ориентирных рисок не должны превышать следующих величин, мм:

смещение осей колонн в нижнем сечении относительно разбивочных осей или ориентирных рисок	5
отклонение осей колонн в верхнем сечении относительно разбивочных осей при высоте колонны:	
до 8 м	20
от 8 до 16 м	25
разность отметок верха колонн или опорных площадок каждого яруса или этажа многоэтажных зданий и сооружений $12+2n$ при контактной установке (<i>n</i> номер яруса)	
смещение осей ригелей относительно осей на опорных конструкциях	5
разность отметок лицевых поверхностей двух смежных плит перекрытий в стыке при длине плит:	
до 4 м	5
свыше 4 м	10
смещение в плане плит перекрытий относительно их проектного положения на опорных поверхностях	13

Контроль качества сварных соединений производится тщательным осмотром. Визуальному осмотру подвергаются все сварные швы. При этом проверяются их геометрические размеры и выявляются наружные дефекты. Отдельные участки сварных швов подлежат контролю неразрушающими методами (гамма-дефектоскопией, ультразвуковому контролю и т. д.), а при отсутствии возможности их применения — засверливанием.

Для проверки квалификации сварщиков, качества основных и вспомогательных материалов и режимов сварки сваривается технологическая проба (имитация сварного соединения), которая испытывается согласно ТУ. В процессе работы периодически проверяется режим сварки (напряжение дуги, сила тока, скорость подачи сварочной проволоки).

Клеймо сварщика ставится в нерасчетном сечении сварного шва.

Контроль качества замоноличивания стыков и швов преследует цель обеспечить плотность заполнения, прочность и жесткость сты-

ков соединений и заключается в проверке качества подготовки стыков (очистки), качества бетонной смеси, правильности ухода за бетоном и прочности бетона.

Пооперационный контроль качества монтажных и сопутствующих работ, а также требования по оценке качества выполнения операций указываются в пооперационных картах контроля качества.

Рабочие места и проходы к ним на высоте 1,3 м и более и на расстоянии менее 2 м от границы перепада по высоте оборудуются временными ограждениями. При невозможности устройства ограждения работы на высоте выполняются с использованием предохранительных поясов.

Эксплуатация строительных машин (механизмов, средств малой механизации), включая техническое обслуживание, осуществляется в соответствии с требованиями главы СНиП по организации строительного производства и инструкций заводов-изготовителей.

Эксплуатация грузоподъемных машин производится с учетом требований «Правил устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов», утвержденных Госгортехнадзором СССР.

2. ТЕХНОЛОГИЯ МОНТАЖА

Сборные железобетонные конструкции унифицированного каркаса монтируют с применением монтажной оснастки, перечень которой приведен в табл. 6.1.

Состав и последовательность технологических операций, выполняемых на монтаже каждого элемента, определяются картами трудовых процессов.

Устойчивость каркаса в процессе монтажа обеспечивается путем устройства жестких участков из ячеек с законченным циклом всех монтажных операций, с соблюдением определенной последовательности монтажа элементов каркаса на этих участках. С целью повышения геометрической точности монтажа конструкций сварка стыков рабочей арматуры колонн выполняется после монтажа и проектного закрепления вышележащих ригелей и распорных плит. В проектом положении до выполнения проектных узлов все сборные элементы должны быть закреплены от подвижек и потери устойчивости. Колонны рядового яруса устанавливают с применением одиночных кондукторов.

Для обеспечения дополнительной пространственной жесткости и устойчивости конструкций, например при необходимости выполнения сварочных и других работ до установки диафрагм жесткости, в этих местах устанавливают металлические винтовые распорки или рядовые ригели (распорные плиты).

Монтаж элементов каркаса в ячейках жесткого участка в зависимости от числа поперечных пролетов ведут в определенной последовательности в соответствии с технологическими картами, при этом число кондукторов для монтажа колонн рядового яруса должно быть не менее 9.

Таблица 6.1. Основное оборудование, приспособления и инструмент для монтажа сборных железобетонных конструкций унифицированного каркаса

Наименование машин, оборудования и приспособлений	Техническая характеристика	Назначение	Количество на одно звено монтажников	Организация-разработчик
Монтажный кран	Грузоподъемность 8 т	Монтаж (подача и установка) конструкции	1	Выпускается серийно
Строп 2-ветвевой	Грузоподъемность 10 т, масса 135,7 кг	Подъем и подача к месту монтажа ригелей и панелей диафрагм жесткости массой от 5 до 10 т	1	Мосоргстрой
Строп 4-ветвевой	Грузоподъемность 10 т, масса 94,4 кг	Подъем и подача элементов перекрытия, одиночных кондукторов и т. д.	1	Завод по ремонту башенных кранов
Универсальный захват для колонн	Грузоподъемность 5 т, масса 155 кг	Подъем и подача колонн к месту установки	1	Мосоргпромстрой
Траверса для монтажа подколонников	Грузоподъемность 2 т, масса 19,5 кг	Монтаж подколонников	1	То же
Тяга-удлинитель для монтажа лестничных маршей	Грузоподъемность 1,4 т, масса 18 кг	Монтаж лестничных маршей и распорных плит при двухэтажных колоннах	2	»
Вилочный захват для подъема лестничных маршей без петель	Грузоподъемность 5 т, масса 74 кг	Монтаж лестничных маршей	2	»
Приспособление для временного крепления и выверки колонн подвального этажа	Габариты 2000×1320×1120 мм, масса 558 кг	Временное закрепление и выверка колонн подвального этажа	15	»
Одиночный кондуктор	Сечение колонн 400×400 мм, масса 500 кг	Монтаж и выверка рядовых колонн	6	Мосоргстрой
Площадка-кондуктор для монтажа колонн	Габариты 2450×2310×1700 мм, масса 793 кг	Монтаж и выверка фасадных и угловых колонн сеч. 400×400	9	Мосоргпромстрой
Монтажные площадки и передвижные подмости	Для высот этажа 2,4—6 м	Монтаж ригелей плит перекрытий и сварка на высоте	4	Мосоргстрой
Лестница приставная	Для высот этажа 2,4; 3 и 3,3 м	Для сообщения между этажами до установки лестничных маршей	1	Мосоргстрой

Продолжение табл. 6.1

Наименование машин, оборудования и приспособлений	Техническая характеристика	Назначение	Количество на одно звено монтажников	Организация-разработчик
Металлическая распорка для удержания колонн	Длина 3 м, масса 115 кг Длина 6 м, масса 143 кг	Удержание колонн в проектном положении при снятии одиночных кондукторов	4 4	Мосоргпромстрой То же
Штанга телескопическая	Длина 2,65—4,4 м, масса 20 кг Длина 4,3—6,1 м, масса 24 кг	Временное закрепление диафрагм жесткости	6	Мосоргстрой
Струбцина		Применяется в комплекте с телескопическими штангами	6	То же
Устройство для монтажа ригеля-распорки	Масса 10,5 кг	Временное закрепление ригелей-распорок (несимметричного сечения) в проектном положении	4	Мосоргпромстрой
Траверса для одиночных кондукторов	Грузоподъемность 800 кг, масса 66 кг	Перенос одиночных кондукторов	1	То же
Универсальное временное ограждение опасных зон на перекрытии	Максимальное расстояние между стойками 6,5 м, масса 49 кг	Ограждение опасных зон	По ППР	Мосоргстрой, Мосоргпромстрой
Машина для подачи бетонной смеси:	Производительность, м ³ /ч:	Замоноличивание полостей стыков бетонной смесью		Выпускается серийно
плунжерный насос С-854	2		1	
насос инж. Марчукова	3—6		1	ЦБТИ
винтовой насос ЦНИИОМТП	2—10		1	ЦНИИОМТП, ЦКБ Строймехавтоматика
Растворомешалка С-772 или С-220А	Вместимость смесительного барабана 80 л или 150 л	Дополнительное перемешивание бетонной смеси	1	Выпускается серийно
Компрессор	Производительность 3—6 м ³ /мин	Создание в трубопроводе давления воздуха	1	То же
Приемный бункер	Объем 2—3 м ³	Прием товарной бетонной смеси	1	Изготавливается на стройплощадке

Продолжение табл. 6.1

Наименование машин, оборудования и приспособлений	Техническая характеристика	Назначение	Количество на одно звено монтажных	Организация-разработчик
Пресс-опалубка для замоноличивания стыков колонн	Для сечения колонн 400×400	Замоноличивание стыков колонн	8	Мосоргпромстрой
Инвентарная опалубка	Ход 390—430 мм, масса 17 кг	Для бетонирования стыков ригелей с колоннами	8	То же
Сварочная аппаратура:	Напряжение 220/380 В	Производство сварочных работ при монтаже	2	Ленинградский завод «Электрик»
преобразователь ПСУ-500 полуавтомат А-1114м	Масса 540 кг		2	Опытный завод Ин-та электросварки им. Е. О. Патона
полуавтомат А-1530 или А-1197	» 10 »		1	
Нивелир с треногой	» 16,5 »		1	
Марка Н-3, Н-4		Установка в проектное положение конструкций	1	Выпускается серийно
Теодолит с треногой	ТБ-1, Т-2, Т-5		2	То же

Установка колонн на нижестоящие колонны выполняется с помощью специальных кондукторов контактным способом с последующей сваркой выпусков арматуры и заделкой стыка бетоном.

Верх колонн относительно разбивочных осей выверяют двумя теодолитами по двум взаимно перпендикулярным осям.

Ригели на консоли колонн укладывают на тонкий слой цементной пасты толщиной не более 2 мм сразу в проектное положение, ориентируя их в поперечном направлении по рискам, заранее нанесенным на ригель и колонну, а в продольном — соблюдая равные площадки опирания. Длина площадки опирания должна быть не менее 130 ± 20 мм. Ригели после временного закрепления струбцинами и расстроповки закрепляют с обоих концов электросваркой к колоннам по проекту.

Распорные плиты укладывают на слой раствора или цементно-песчаной пасты на полки ригелей. При укладке должно соблюдаться требование по равенству длин площадок опирания. Длина площадки опирания не менее 80 ± 20 мм.

Внутренние плиты перекрытия укладывают после закрепления распорных плит в соответствии с проектом. Допускается укладка внутренних плит насухо с последующей зачеканкой швов раствором.

Монтаж панелей диафрагм жесткости ведут после установки и проектного закрепления ригелей, распорных плит, расположенных в ближайшей зоне, и снятия объемных кондукторов с колонн, к ко-

торым они примыкают. После выверки и рихтовки положения панелей диафрагм жесткости производится сварка закладных деталей.

Лестничные марши укладывают на слой раствора или цементно-песчаной пасты.

3. МОНТАЖНОЕ ОБОРУДОВАНИЕ И ПРИСПОСОБЛЕНИЯ

Монтажные краны. Для монтажа многоэтажных зданий из унифицированного каркаса применяются специальные катучие краны или, при этажности 25 и более, приставные, закрепленные в нескольких ярусах к несущим конструкциям здания (рис. 6.1).

При этом, если в первые годы освоения унифицированного каркаса для зданий повышенной этажности (жилые и административные на проспекте Калинина) использовались самоподъемные (ползучие) краны УБК-5-50 и переоборудованные краны БК-300, то в настоящее время предпочтение отдается высокопроизводительным кранам КБ-160 Карачаровского завода, КБ-674 Никопольского завода, КБ-503 Ленинградского завода и др.

Многие серийно выпускаемые краны специально модернизируются для многоэтажного строительства. В частности, такая модернизация проведена с башенным краном КБ-674, позволившая увеличить высоту подъема крюка до 83 м за счет установки в башню крана дополнительных двух секций. Модернизированному крану присвоена марка КБ-674-4рк1.

Башенный кран КБ-674-4 представляет собой катучий кран с поворотной головной частью, балочной стрелой и консолью противовеса. С объекта на объект кран перевозится в разобранном виде.

Кран снабжен подъемником для подъема машиниста и обслуживающего персонала в кабину (на высоту 75 м).

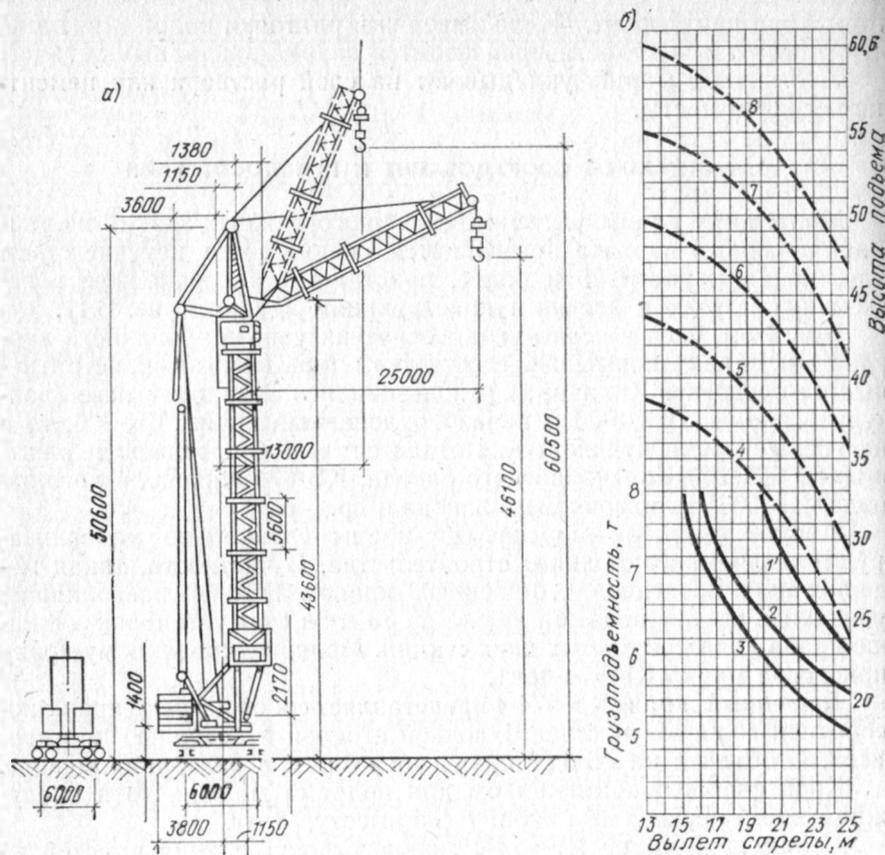
С помощью крана КБ-674-4 можно строить здания высотой до 20 этажей с массой монтируемых элементов до 12,5 т. Электропривод лебедки с теристорным преобразователем позволяет осуществлять плавный разгон и торможение поднимаемого груза. На перебазирование этого крана с объекта на объект затрачивается в среднем 26 дней, монтаж и демонтаж его требуют вспомогательного крана грузоподъемностью не менее 25 т. В связи с этим применение таких кранов эффективно на крупных объектах уникального характера со сроком строительства не менее одного года.

Для строительства многоэтажных зданий с продолжительностью монтажа надземной части 2—3 мес применение кранов КБ-674-4 нецелесообразно.

Башенный кран КБ-503 представляет собой катучий мобильный кран (с частичной разборкой при перевозке с объекта на объект) с вращающейся башней и расположением всех механизмов внизу на поворотной раме. Стрела у крана балочная с возможностью перемещения каретки по наклонной стреле (30°).

Опыт эксплуатации башенных кранов КБ-503 показывает их пригодность для механизации строительства уникальных общественных зданий с массой монтируемых элементов до 10 т.

Рис. 6.1. Монтажный кран КБ-160.2



а — схема; б — график определения грузоподъемности в зависимости от вылета стрелы при работе крана в 1-м ветровом районе; число секций: 1—1 и 2; 2—3 и 4; 3—5; 4—1; 5—2; 6—3; 7—4; 8—5

Для строительства зданий высотой до 10 этажей включительно применяется изготовляемый Ржевским заводом мобильный башенный кран КБ-405-2 с маневровой стрелой.

Выбор типа и числа кранов определяется в проекте производства работ и отражается в стройгенплане.

Пример решения стройгенплана для гостиницы «Молодежная» на Дмитровском шоссе, возведенной в сжатые сроки, приведен на рис. 6.2.

Здание гостиницы из-за развитых размеров в плане возводилось в несколько этапов со второй половины 1977 по 1979 г. На первом этапе сооружались подземная часть высотного корпуса и подземная и наземная части стилобата, где находятся технические помещения. На втором — наземная часть высотного корпуса и подземная и наземная части стилобата, не попадающие в зону действия двух приставных башенных кранов БК-180, с помощью которых монтировалась наземная часть высотного корпуса. Участки стилобата, попадающие в зону действия этих кранов, использовались для складирования железобетонных деталей и материалов. Из-за сложной конфигурации высотного корпуса временное крепление, разработанное СКБ Мосоргстроя, приставного крана, установленного со стороны конференц-зала, было предусмотрено необычной длины — 11 м.

В связи со стесненными условиями площадки и сжатыми сроками строительства башенные краны, предназначенные для монтажа подземных частей здания, согласно ППР, разработанному трестом Мосоргстрой, применялись и для возведения наземных частей с минимальной их перестановкой. Так, краны БК-180 и КБ-404 использовались как на первом, так и на втором этапе.

Для погрузочно-разгрузочных работ были дополнительно установлены краны КБ-160.2 и КБ-404, которые подавали детали и материалы в зону действия двух высотных кранов БК-180.

На третьем этапе сооружались наземная и подземная части стилобата, подававшие в зону складирования, а также конференц-зал. Для завершения монтажа стилобата применялся кран КБ-160.2, который устанавливали внутри стилобата. С помощью этого крана производился также демонтаж одного из кранов БК-180. Монтаж участка велся методом отъезда крана. При строительстве подземной части конференц-зала использовался второй кран БК-180. Его демонтаж выполнялся краном КБ-160.2, с помощью которого и было закончено возведение конференц-зала.

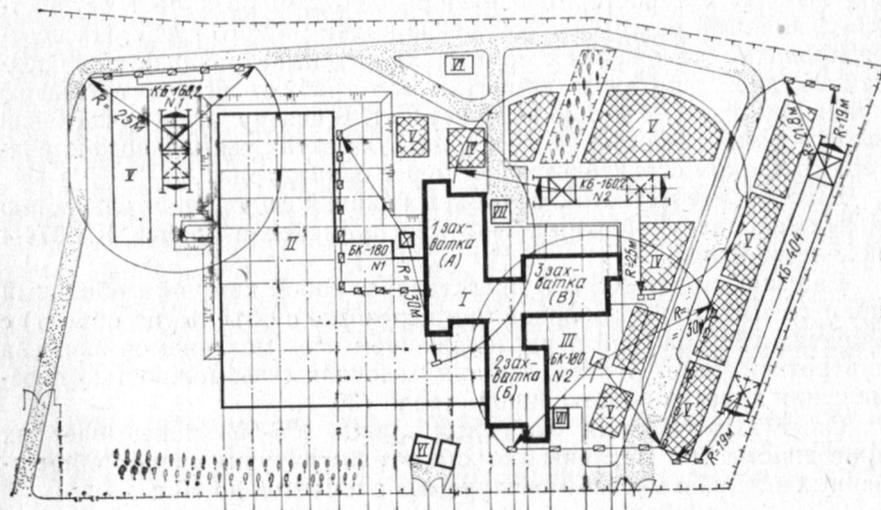


Рис. 6.2. Схема организации строительства (стройгенплан) гостиницы «Молодежная» на Дмитровском шоссе
I — высотная часть; II — стилобатная часть; III — конференц-зал; IV — перепалочные площадки; V — площадки для складирования стройматериалов; VI — установки для подачи раствора; VII — грузопассажирские подъемники

Для производства строительно-монтажных работ применялись типовые имевшиеся в распоряжении механизмы и монтажные приспособления, которые не требовали дополнительных ресурсов и времени на их изготовление.

Возведение гостиницы велось в строгой технологической последовательности, что позволило одновременно с монтажом конструкций выполнять все сопутствующие операции, подготавливая этажи под отделку.

Высотная часть здания была разбита на три зоны (захватки). Это дало возможность последовательно осуществлять работы всем организациям, принимавшим участие в строительстве, с переходом из одной зоны в другую.

При наличии двух высотных кранов для монтажа конструкций и двух вспомогательных кранов для разгрузки материалов были созданы условия для ведения равномерных циклов работ.

Кондукторы. Наиболее прогрессивной технологией возведения каркасных конструкций является технология, при которой монтаж ведется с применением групповых кондукторов.

Впервые групповой кондуктор для монтажа четырех колонн был использован при строительстве зданий на проспекте Калинина. Кондуктор пристегивался к оголовникам колонн, выверялся лот-аппаратом и благодаря своей пространственной жесткости и устойчивости обеспечивал точность установки колонн в проектное положение. Освобождение крана во время выверки монтажного элемента и его закрепления и передачи этих функций монтажному оснащению позволили уменьшить занятость крана на монтаже колонн на 40 %. Применение новой технологии, основанной на принудительной выверке с помощью специального оснащения, повысило точность монтажа и сократило трудовые затраты на 41 % по сравнению с одиночными кондукторами. В дальнейшем конструкция группового кондуктора была модернизирована и усовершенствована.

При строительстве каркасно-панельных зданий из унифицированного каркаса нашли распространение специальные комплекты групповых кондукторов МКК-1 и МКК-2 конструкции СКБ Мосстрой. Групповой кондуктор МКК-2 разработан специально для монтажа элементов унифицированного каркаса с шагом колонн в поперечном направлении 5,4 и 6 м и в продольном направлении 6 и 6,6 м. Комплекты кондукторов МКК-1 и МКК-2 состоят из четырех групповых кондукторов, каждый из которых предназначен для принудительной установки четырех колонн, а также ригелей, диафрагм жесткости и других элементов. Установка групповых кондукторов на здании, а также перестановка их с одной позиции на другую и съём со здания производятся в определенном порядке башенным краном, занятым на монтаже здания.

При применении групповых кондукторов обеспечиваются точная принудительная установка колонн каркаса в продольном и поперечном направлениях, временное закрепление и выверка колонн в процессе их монтажа и постоянное закрепление электросваркой, мон-

таж ригелей, диафрагм жесткости и других элементов, возможность производства работ в удобных и безопасных условиях на уровне первого и второго этажей монтируемого яруса.

С целью дальнейшего совершенствования технологии монтажа каркасно-панельных зданий трест Мосоргстрой разработал два типа групповых кондукторов, обладающих необходимой универсальностью.

По техническому заданию треста Мосоргстрой, используя опыт Свердловского филиала Индустройпроекта по применению рамно-шарнирных индикаторов, СКБ Мосстрой разработан универсальный групповой кондуктор, конструкция которого предусматривает возможность монтажа каркаса с различными размерами ячеек.

Кондуктор состоит из связанных в единый комплекс жесткой базы (пространственная рамная конструкция), в верхней части которой установлена регулируемая индикаторная рама, люлек и подмостей с лестницами. Индикаторная рама является основной рабочей частью кондуктора и предназначена для принудительной установки в проектное положение колонн по осям с продольным шагом 6 и 6,6 м и с поперечным шагом от 4,2 до 6,6 м с интервалом 0,3 м, а также для их временного закрепления.

База кондуктора решена в сборном варианте и состоит из верхней и нижней ферм, соединяемых промежуточными стойками. Соединение групповых кондукторов, каждый из которых рассчитан на 4 колонны, в единый монтажный комплекс на 16 колонн производится с помощью продольных и поперечных тяг. При этом продольные тяги обеспечивают междукондукторный пролет 6 и 6,6 м, а поперечные тяги — междукондукторный пролет от 1,8 м на любой шаг в зависимости от размера применяемых вставок. Универсальность такого кондуктора достигается за счет трансформации рамы, ферм базы с подмостями, люлек, вариаций размеров стоек и соединительных тяг.

Основной особенностью метода монтажа с применением групповых кондукторов этого типа является отказ от традиционного приема многократной выверки монтируемых колонн. Это достигается за счет предварительной настройки индикаторных рам. Элементы здания монтируют на стоянке (захватке) из четырех групповых кондукторов. Перестановка кондукторов на другую стоянку производится после выполнения проектной сварки стыков конструкций каждой из монтируемых ячеек стоянки.

Новым направлением в создании монтажного оборудования является осуществленная Мосоргстроем разработка универсального стрелового кондуктора (рис. 6.3). Он состоит из опорной базы, выполненной в виде железобетонной плиты с жестко закрепленными относительно ее центра кольцами и осью, на которых установлены секторы с возможностью их движения по кольцу; на секторах смонтированы стрелы с изменяющимся вылетом, а на стрелах шарнирно закреплены захваты для удержания колонн. Преимущество данной конструкции кондуктора состоит в упрощении переналадки положения захватов для различных вариантов расположения колонн

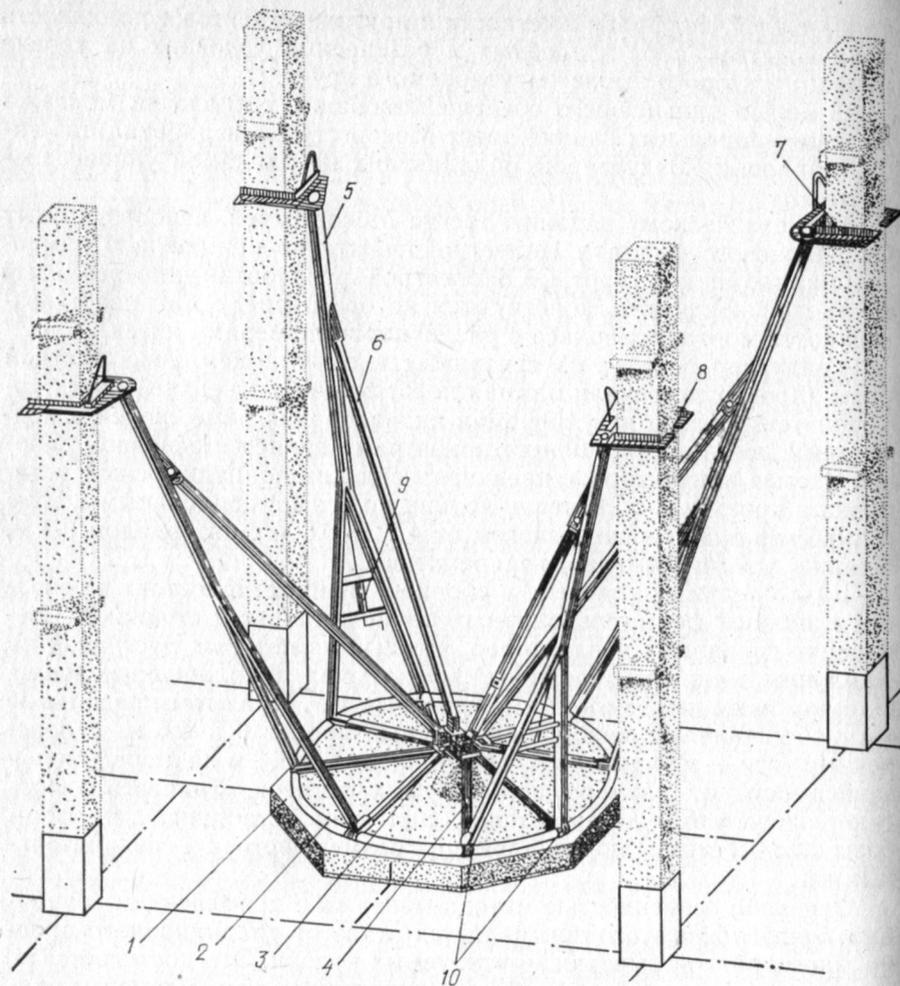


Рис. 6.3. Универсальный стреловой кондуктор
 1 — основание (железобетонная плита); 2 — кольцо; 3 — ось; 4 — сектор; 5 — стрела; 6 — стойка; 7 — захват; 8 — поворотные кулачки; 9 — привод захвата; 10 — фиксатор стрелы

Рис. 6.4. Одиночный монтажный кондуктор
 1 — четырехветвевой строп, $Q=100$ кН, $l=5000$ мм

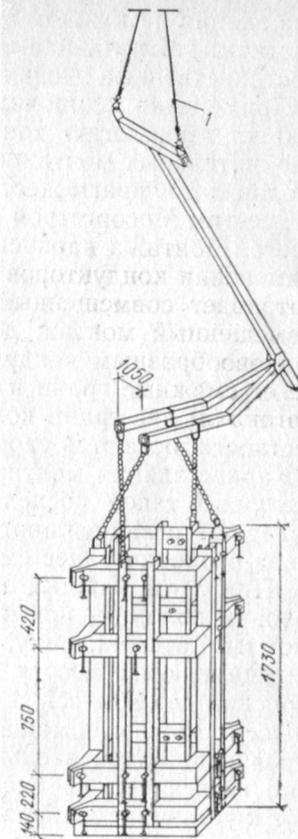
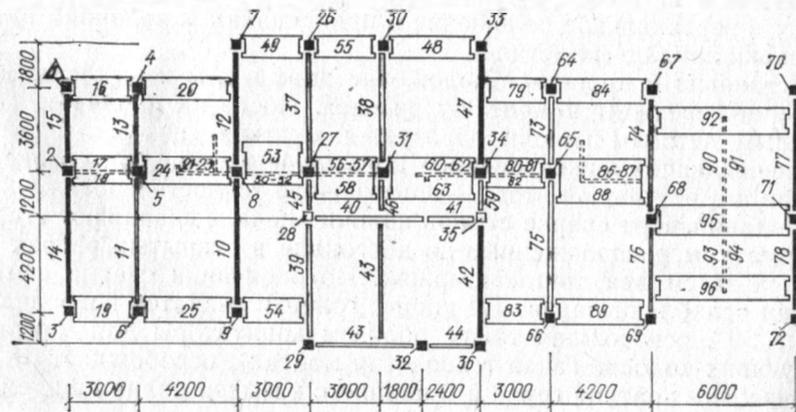


Рис. 6.5. Схема последовательности монтажа элементов каркаса здания при применении одиночных кондукторов для монтажа колонн



в плане и малой металлоемкости. При использовании групповых монтажных кондукторов повышается точность монтажа несущих элементов каркаса зданий, снижаются затраты труда и машинного времени монтажных кранов на установке сборных элементов, сокращаются сроки и повышается качество монтажа по сравнению с применением других монтажных приспособлений. Однако применение групповых кондукторов ограничено возможностью их использования в зданиях с определенной сеткой колонн.

В связи с этим широкое распространение получили одиночные монтажные кондукторы треста Мосоргстрой (рис. 6.4). При применении одиночных кондукторов все конструктивные элементы зданий, кроме двухэтажных колонн, устанавливаются поэтажно. Для обеспечения необходимой устойчивости и пространственной жесткости монтируемых конструкций установку несущих элементов кар-

каса здания на каждом этаже производят отдельными небольшими участками, включающими 6—9 колонн, создавая при этом жесткие пространственные ячейки (рис. 6.5).

Применение одиночных кондукторов обычной конструкции осложняет технологию монтажа из-за необходимости введения ряда дополнительных монтажных операций (например, при примыкании к колонне диафрагм жесткости).

Трестом Мосоргстрой разработана и внедрена оригинальная технология монтажа каркасно-панельных зданий, которая основана на применении кондукторов нового типа — уголкообразных и предусматривает совмещенный монтаж колонн и диафрагм жесткости. Совмещенный монтаж достигается за счет закрепления колонны уголкообразным кондуктором, полностью охватывающим лишь две ее смежные грани и частично грани ребер, расположенные по диагонали: две грани колонны, к которым примыкают диафрагмы жесткости, остаются свободными (открытыми).

Каркас здания монтируется с помощью уголкообразных кондукторов в такой последовательности. Вначале монтажники устанавливают и закрепляют кондукторы с помощью захватов и упоров за оголовки ранее смонтированных колонн нижележащего этажа. При этом каждый кондуктор располагают так, чтобы грани оголовка колонны, примыкающие к диафрагмам жесткости, были открыты. Затем колонну, поданную к открытой стороне кондуктора и опущенную на высоту 100—150 мм над оголовком, ориентируют по рискам геодезической разбивки и опускают на оголовок.

После этого с помощью захватов и упоров колонну закрепляют и производят окончательную выверку ее вертикальности и соответствия геодезическим рискам. Закончив монтаж колонны, приступают к установке диафрагм жесткости. Каждую диафрагму, поданную краном со стороны граней колонны и опущенную на высоту 30 см над уровнем перекрытия, принимают два монтажника. Затем ее устанавливают, ориентируя по рискам геодезической разбивки. После этого выверяют низ диафрагмы, совмещая ее грани с риской. По окончании этой операции монтажники устанавливают диафрагму в вертикальное положение и прикрепляют к колоннам путем приварки закладных деталей.

Установив в проектное положение диафрагмы жесткости, монтажники переходят к монтажу ригелей. После их приварки к закладным деталям колонн образуется жесткая связевая система, обеспечивающая фиксированное положение колонн при сварке их стыков и в результате этого — повышенную точность монтажа каркаса здания. При сварке стыков колонн вначале сваривают стержни арматуры, расположенные по диагонали в открытых ребрах колонн, а затем два других стержня. По окончании сварки стыков колонн ослабляют захваты и упоры, головки захватов поворачивают на 90°, освобождая таким образом кондукторы для монтажа следующих колонн. Такая технология монтажа освобождает от дополнительных затрат труда и машинного времени крана на временное закрепление колонн ригелями.

Конструктивное решение новых кондукторов не только обеспечивает возможность совмещения монтажа колонн и диафрагм жесткости, но и сокращает затраты труда при их монтаже. Вследствие того, что кондуктор открыт с боковой стороны, достигается возможность удобнее и быстрее выполнять операции по ориентированию и установке колонн в кондуктор. Эти операции выполняются монтажниками непосредственно с перекрытия без применения столиков или подставок.

За счет рационального размещения винтовых упоров кондуктора с увеличением расстояния между ними по вертикали достигается ускорение выверки проектного положения колонны.

Применение таких кондукторов дает возможность улучшить технологию монтажа каркасно-панельных домов при широком диапазоне размеров конструктивных ячеек, повысить производительность труда монтажников, показатели использования башенных кранов и качество работ.

Монтажная площадка для монтажа фасадных и угловых колонн. При монтаже фасадных и угловых колонн использовалась монтажная площадка как средство подмачивания и разъемный одиночный кондуктор для удержания и выверки колонн (рис. 6.6). Применение площадки и кондуктора требовало значительных затрат кранового времени при их перестановке, кроме того, не обеспечивалась безопасность при переносе кондуктора через ограждения площадки.

Трестом Мосоргпромстрой разработана монтажная площадка, снабженная фиксирующей манжетой с установленными на ней выверочными домкратами. Манжета жестко закреплена на каркасе соосно с приспособлением для крепления к колонне. Фиксирующая манжета представляет собой жесткую металлическую конструкцию, охватывающую монтируемую колонну по периметру ее сечения. Манжета снабжена откидной балкой, необходимой для демонтажа площадки после замоноличивания стыка колонны, а также выверочными домкратами, выполненными в виде винтов.

Монтаж колонн осуществляется в следующем порядке: монтажная площадка подается краном на оголовок колонны, затем с помощью приспособления и винтов крепится на нем. Далее в фиксирующую манжету заводят колонну, запирают ее откидной балкой, выверочными домкратами и фиксируют в проектное положение, после чего арматуру сваривают и замоноличивают стык.

Трест Мосоргстрой осуществил ряд разработок, которые позволили значительно улучшить монтажную оснастку, повысить уровень техники безопасности и ускорить темпы строительства. В их числе следующие:

комплект пресс-опалубки для замоноличивания стыков сборных железобетонных колонн (рис. 6.7);

нагнетательные камеры, подающие смесь в полость стыка принудительно с фиксированным давлением и вибрированием, что позволяет применять бетонорастворные смеси жесткой консистенции и значительно экономит цемент. Применение пресс-опалубки позво-

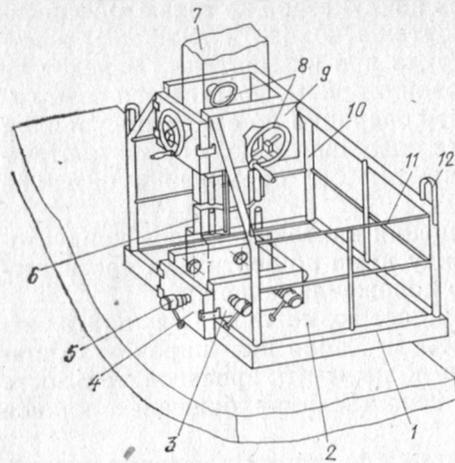


Рис. 6.6. Монтажная площадка фасадных и угловых колонн

1 — каркас; 2 — настил; 3 — приспособление для крепления площадки; 4 — откидная балка; 5 — крепежные винты; 6, 7 — колонна; 8 — выверочные домкраты; 9 — фиксирующая манжета; 10 — стойки; 11 — ограждение; 12 — монтажные петли

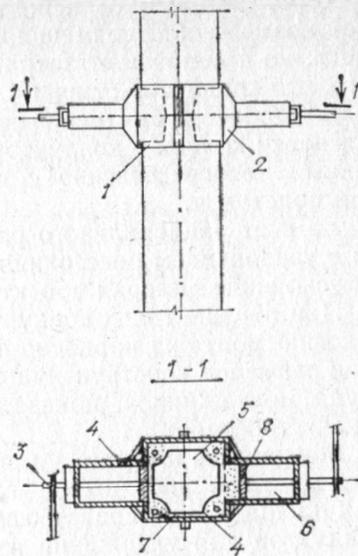


Рис. 6.7. Пресс-опалубка для замоноличивания стыков сборных железобетонных колонн

1 — контур стыка; 2 — пресс-опалубка; 3 — шток; 4 — полуформа пресс-опалубки; 5 — колонна; 5 — приемная камера; 7 — полость стыка; 8 — поршень

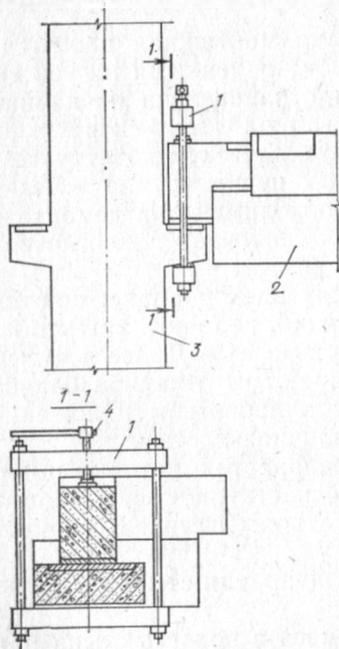


Рис. 6.8. Приспособление для крепления на монтаже фасадных ригелей

1 — металлическая рама; 2 — ригель; 3 — колонна; 4 — прижимной винт

лило отказаться от такой трудоемкой операции, как зачеканка, значительно улучшить качество работ и повысить производительность труда на омоноличивание стыков колонн в 5 раз. Экономический

эффект от внедрения пресс-опалубки на один замоноличенный стык составил 1 р. 52 к.;

траверсы для извлечения одиночных кондукторов. Применение траверсы позволило обеспечить полное соблюдение правил техники безопасности и ускорить процесс перестановки кондуктора в 1,5 раза. Ранее применявшийся стандартный двухветвевой строп для извлечения одиночного кондуктора из-под смонтированных плит и ригелей не обеспечивал необходимой безопасности работ, так как при этом происходила «оттяжка» стропы;

приспособление для крепления фасадных ригелей. Фасадные ригели имеют смещенный относительно оси центр тяжести. В связи с этим возникает опасность опрокидывания ригеля в процессе монтажа до сварки закладных деталей. Использование приспособления для крепления фасадных ригелей позволило обеспечить безопасное ведение работ, сократить трудовые затраты и крановое время. Кран освобождается сразу же после фиксации ригеля приспособлением. Экономический эффект от применения устройства для монтажа фасадных ригелей составил на 100 ригелей 227 руб. (рис. 6.8);

навесная площадка для монтажа ограждающих конструкций, состоящая из рамы, откидной балки, крепежных элементов и рабочих площадок, к которым прикреплены посредством регулировочных винтов стропы;

навесная люлька ЛЭ-100-500 с выносными площадками, разработанная СКБ Мосстрой, предназначена для герметизации стыков пилонов и панелей, а также для отделки наружных швов оконных проемов. На новом приспособлении свободно размещаются три отделочника со строительными материалами и инструментом. Наличие двух ловителей гарантирует полную безопасность работы. Управление подъемом и спуском производится рабочим с пульта, установленного на настиле люльки. Для обработки пилонов зданий она комплектуется двумя дополнительными площадками, которые с помощью специальных кронштейнов и скоб крепятся к каркасу;

универсальный захват для монтажа колонн массой 4—6 т, позволяющий монтировать колонны высотой до 8 м с расстроповкой их на высоте до 1,5 м от основания монтируемой колонны. Применение универсального захвата позволяет сократить трудовые затраты на расстроповку (без использования средств подмащивания), а также обеспечить безопасную работу монтажников.

Специальное оборудование разработано для возведения монолитных ядер жесткости каркасно-панельных зданий: специальные виды опалубки, в том числе из железобетонных прокатных скорлуп (остающаяся опалубка), металлическая многооборачиваемая инвентарная опалубка, устанавливаемая на шпильках-фиксаторах, циклично-переставная металлическая опалубка с применением пластинчатых электронагревателей, подмости на балансирных опорах, обеспечивающие безопасность ведения работ, фиксаторы для выверки и обеспечения проектного положения арматурных каркасов и т. д.

Сварка в узлах соединения основных несущих и ограждающих сборных железобетонных конструкций каркаса КМС-101 производится в соответствии с «Технологическими указаниями по сварке основных несущих конструкций. Каркасные здания» Мосоргстроя и картами пооперационного контроля качества сварки.

Технологические указания на полуавтоматическую и ручную электродугую сварку включают: описание методов сварки узлов соединений, контроль качества и способы исправления дефектов сварных швов, технику безопасности при производстве работ по сварке и газовой резке, технологические карты на сварку соединений сборных железобетонных элементов, перечень оборудования, инструмента, инвентаря и приспособлений, спецификацию соединительных деталей.

В Технологических картах даются рекомендации по выбору сварочных материалов и режимов для полуавтоматической сварки легированной проволокой и ручной электродуговой сварки, режимов работы при положительных и отрицательных температурах.

Сварные соединения может выполнять сварщик не ниже 3-го разряда, имеющий удостоверение, устанавливающее его квалификацию и характер работ, к которым он допущен. Перед допуском к работе сварщик должен пройти технологические испытания, выполнить пробную сварку в присутствии мастера или прораба.

Полуавтоматическая ванная сварка под флюсом стержневой арматуры и полуавтоматическая сварка легированной проволокой производятся с применением сварочной проволоки по ГОСТ 2246—70 (с изм.) флюса по ГОСТ 9087—81 и шнурового асбеста по ГОСТ 1779—83. Для ручной электродуговой сварки применяются электроды, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 9466—75 и ГОСТ 9467—75.

Все работы по сварке регистрируются в «Журнале сварочных работ и антикоррозионной защиты». Сварные швы стальных закладных деталей, имеющих защитное антикоррозионное покрытие, окрашиваются цинковым протекторным грунтом в соответствии с ВСН 19-67 Главмосстроя.

Карты пооперационного контроля устанавливают систему контроля качества сварочных работ и призваны способствовать ведению работ без дефектов и отклонений от требований нормативной документации. Карты предназначены для инженерно-технических работников, линейного персонала, лабораторий и служб главного сварщика строительно-монтажных организаций, а также рабочих-сварщиков, выполняющих контроль сварочных работ.

При выполнении сварочных работ на различных этапах технологического процесса предусматриваются следующие основные виды контроля: предварительный, пооперационный, приемочный.

Предварительный контроль выполняется с целью проверки соответствия сварочного оборудования, инструмента и приспособлений, типа или марки сварочных материалов, рекомендованных тех-

нологическими указаниями на соответствующие виды сварки, а также с целью проверки их соответствия техническим условиям, предъявляемым к хранению и эксплуатации на строительной площадке.

Пооперационный контроль выполняется с целью проверки качества сварочных работ по отдельным операциям технологического процесса и создания условий для своевременного устранения возможных отклонений и вызывающих их причин.

Приемочный контроль осуществляется в целях выборочной проверки и оценки качества партии сварных соединений, выполненных в определенной зоне сооружения, и оформляется актом на скрытые работы.

Пооперационные карты содержат: состав контроля, эскизное изображение предмета контроля, выбор способа контроля с указанием измерительного инструмента и приборов, ответственных исполнителей контроля, периодичности выполнения операций и допуски при их выполнении, технологические параметры процесса сварки, а также оценки качества.

В приложении к картам пооперационного контроля указываются характерные, наиболее часто встречающиеся дефекты, причины их образования и способы устранения.

В целях стандартизации оборудования для сварки, обеспечения удобства сварочных работ трестом Мосоргстрой разработан нормоконспект инструмента и приспособлений сварщика, предназначенный для полуавтоматической ванной сварки стержневой арматуры легированной проволокой, а также ручной электродуговой сварки узлов примыканий сборных железобетонных элементов зданий (рис. 6.9).

Нормоконспект сварщика позволяет комплексно решать вопросы хранения, транспортировки, безопасного выполнения работ и проводить сварку как в полуавтоматическом, так и в ручном режиме без дополнительного питания. Наличие на рабочем месте печи для прокаливания электродов и флюса, сварочных материалов, инструмента и инвентаря повышает качество сварочных швов и значительно сокращает трудовые затраты при выполнении сварочных работ на монтаже.

Трестом Мосоргпромстрой разработана полуавтоматическая сварка с применением различных полуавтоматов (преимущественно А-1530), выпускаемых промышленностью для дуговой ванной сварки порошковой проволокой.

Преимущество полуавтомата А-1530 в том, что он имеет трехскоростной механизм подачи проволоки, возможность использования двух видов проволоки — порошковой и сплошного сечения — и возможность выполнения различных способов сварки — ванной и протяженными швами.

Применение механизированных способов сварки позволило добиться сокращения расхода электродов, экономии основного металла в виде стальных остающихся накладок и желобчатых подкладок, снизить расход электроэнергии по сравнению с ручной

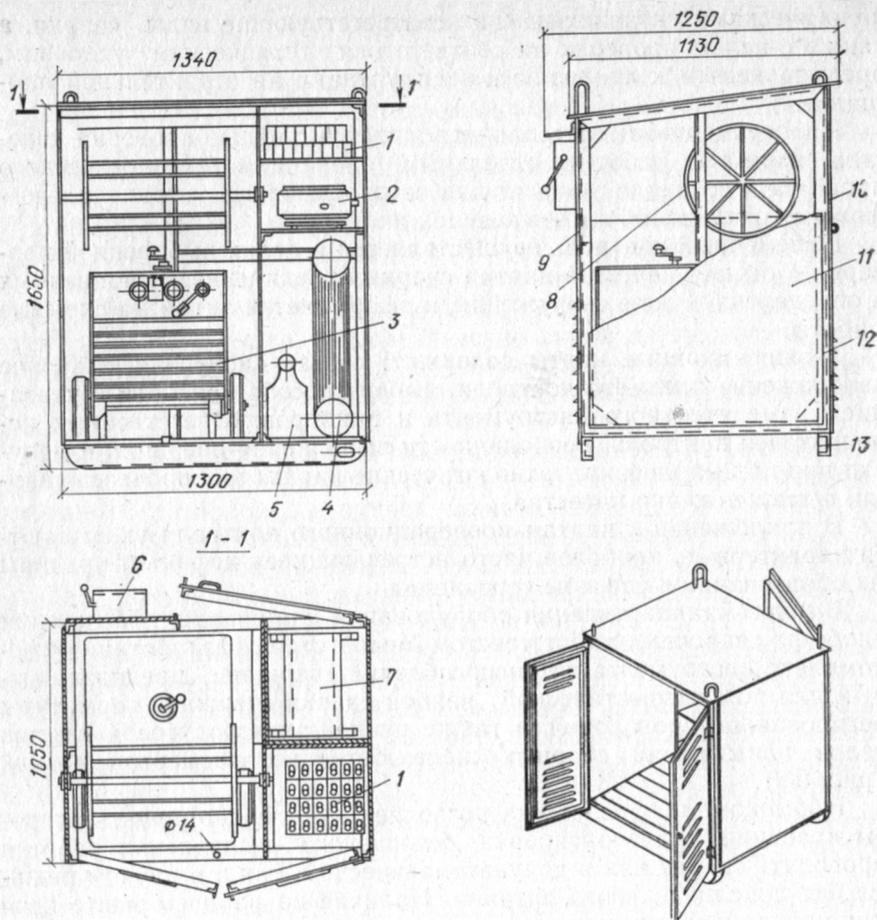


Рис. 6.9. Общий вид нормоконспекта

1 — формы инвентарные; 2 — полуавтомат сварочный; 3 — выпрямитель сварочный; 4 — проволока сварочная; 5 — ящик переносной; 6 — рубильник; 7 — печь электрическая; 8 — барабан; 9 — дверь задняя; 10 — двери передние; 11 — листы обшивки; 12 — каркас; 13 — рама

электродуговой сваркой, повысить качество сварки и производительность труда.

Годовое снижение трудовых затрат от применения прогрессивных способов сварки при возведении зданий из изделий унифицированного каркаса составляет 8000 чел.-дней, а экономический эффект 1,35 млн. руб.

5. ОРГАНИЗАЦИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

Практика проектирования и строительства высотных каркасно-панельных зданий выявила особую важность организации геодезических работ, гарантирующих соблюдение точности геометрических

параметров и конструктивных схем сооружений. Кроме того, инструментальный контроль предоставляет информацию о степени точности монтажа, необходимую для принятия управляющих воздействий при регулировании производственных процессов, а также используемую проектировщиками для определения возникающих усилий в основных элементах каркаса.

Опыт возведения зданий повышенной этажности показал необходимость при разработке проекта производства геодезических работ (ППГР) включать следующие элементы:

для подземной части — схемы закрепления осей здания знаками с указанием конструкций последних; обоснование необходимой точности измерений и методы ее обеспечения; перечень конструкций, подлежащих инструментальному контролю, и образцы записей результатов исполнительной съемки, а также примерный состав приборов и приспособлений для выполнения измерений;

для надземной части — схемы размещения опорных точек на исходном горизонте; указания по перенесению осей на монтажные горизонты; разметку ориентирных рисок для монтажа сборных элементов, а также состав и способы инструментального контроля; образцы исполнительной документации и методику анализа точности выполнения монтажных работ.

Указанные положения отражены в «Инструкции по производству геодезических работ при строительстве каркасно-панельных зданий» ВСН 49-78, разработанной трестом Мосоргстрой.

Точность геодезических работ в процессе строительства принимается в зависимости от этажности здания с учетом среднеквадратичных погрешностей, указанных в табл. 6.2.

Таблица 6.2. Характеристики для назначения допустимой величины погрешности измерения (по СНиП III-2-75)

Класс точности	Характеристика зданий, этажность	Угловые измерения, с	Линейные измерения и перенос осей по высоте	Определение отметок, мм
2-р	Каркасно-панельные, выше 16 этажей	10	1:10 000	2
3-р	Каркасно-панельные, выше 5 и до 16 этажей или с пролетами более 6 и до 36 м	20	1:5000	2

Примечание. Наличие одной из характеристик, указанных в таблице, является основанием для назначения допустимой величины погрешности измерения.

Перенос осей на монтажные горизонты, расположенные ниже уровня закрепления знаков исходной разбивки, производится, как правило, наклонным визированием теодолитами; перенос осей на монтажные горизонты, расположенные выше уровня закрепления знаков исходной разбивки для зданий высотой 16 этажей и более, вертикальным визированием зенит-приборами. При возведении

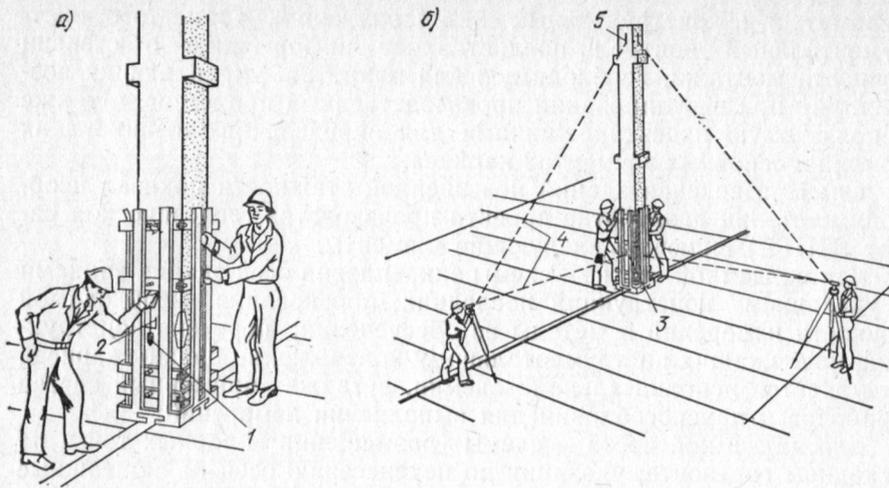


Рис. 6.10. Выверка колонн в нижнем (а) и верхнем (б) сечениях
1 — отвес; 2, 5 — установочные риски; 3 — ориентирная риска; 4 — визирный луч

зданий высотой до 15 м допускается перенос осей на монтажные горизонты выполнять вертикальными отвесами.

Перенос отметок на монтажные горизонты производится геометрическим нивелированием.

Выверка установленных конструкций начинается с проверки правильности работы и точности монтажно-удерживающих приспособлений и кондукторов для монтажа.

Выверка при монтаже колонн, диафрагм жесткости и других вертикально устанавливаемых конструкций заключается: в проверке совмещения установочных рисок, нанесенных на нижний уровень монтируемой конструкции, с ориентирными рисками, нанесенными на ранее смонтированных элементах; в проверке по вертикали устанавливаемых конструкций (выверка по вертикали производится в моменты временного и окончательного закрепления конструкций); в определении отметок опорных плоскостей, на которые устанавливаются монтируемые элементы, и в последующем нивелировании опорных плоскостей после доводки их до проектной отметки или принятого монтажного горизонта (рис. 6.10).

Исполнительской съемке подлежат части здания и конструктивные элементы, от точности положения которых зависит выполнение требований к точности монтажа (установки, укладки) конструкций на последующих этапах работы.

Перечень частей здания и конструкций, подлежащих исполнительной съемке, устанавливается ППГР. Обязательной съемке подлежат колонны каркаса в нижнем и верхнем сечениях, ядра и диафрагмы жесткости, объемные элементы (тубинги лифтовых шахт) и направляющие лифтовых шахт.

Результаты измерений фиксируются в журналах исполнитель-

ских съемок и после обработки переносятся на специальные бланки-схемы.

Организация геодезического контроля монтажа рассмотрена ниже на примере строительства 25-этажного жилого дома на Измайловском шоссе в Москве.

Перед началом строительства был составлен проект производства геодезических работ (ППГР) с учетом конструктивных особенностей здания и конструктивных условий площадки, наличия геодезических приборов и приспособлений, организационной структуры геодезической службы и распределения обязанностей по инструментальному контролю между геодезистами и прорабами.

До начала земляных работ создано плановое геодезическое обоснование. Первый ряд знаков (марок) расположен по возможности ближе к проектному положению бровки котлована, а второй — на расстоянии, равном высоте строящегося здания, для обеспечения переноса разбивочных осей непосредственно с марок в котлован и на верхние этажи здания методом наклонного визирования.

Положение разбивочных осей в натуре и мест установки марок опорной сети определяли способом створов и перпендикуляров. По пунктам, закрепленным кернением на марках, был проложен полигонометрический ход с последующим уравниванием, в результате которого были вычислены координаты пунктов. Положения осей уточняли методом редукции, элементами которой являются разности проектных и вычисленных координат.

После завершения нулевого цикла на перекрытии подвала была создана разбивочная основа в виде центральной системы из четырех треугольников с целью передачи осей на вышележащие этажи способом вертикального визирования.

Для обеспечения прямой видимости и возможности непосредственных линейных измерений места установки марок на исходном горизонте были выбраны так, чтобы линии, соединяющие их, не проходили через колонны каркаса, кроме того, учитывались расположение перегородок и раскладка плит перекрытия.

Углы сети измерялись теодолитом Т2 четырьмя круговыми приборами с использованием визирных марок, что позволило определять их со средней квадратической погрешностью порядка 3,6. Длины линий измеряли рулетками с введением поправок на компарирование и температуру. В последующем уравнение было осуществлено на ЭВМ «Минск-32» по программе «РИГАС» в режиме совместности.

После передачи координат всех точек основания с исходного горизонта на монтажный проверялись расстояния и углы между ними. Если разности находились в допустимых пределах, приступали к детальной разбивке — выносу разбивочных осей на верх колонн методом створов. По вынесенным на плоскость колонн разбивочным осям определяли также плановое положение верха смонтированных колонн. Оси закрепляли на колоннах биссекторными рисками масляной краской и в дальнейшем использовали для монтажа колонн последующего яруса.

В процессе строительства исследовали точность выноса разбивочных осей на плоскости установленных колонн 14-го этажа, которая характеризуется средней квадратической погрешностью порядка 3 мм.

С целью определения осадок и деформаций точек возводимого здания и территории строительной площадки их нивелирование периодически повторяли с последующим уравнением сети способом полигонов.

6. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ СИСТЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ СТРОИТЕЛЬСТВОМ

В современных условиях в целях обеспечения высокой производительности, эффективности и качества труда решающее значение приобретает хорошо организованная система оперативного контроля и управления ходом строительства.

Каркасно-панельные здания—часто сложные уникальные комплексы, в возведении которых участвуют несколько десятков общестроительных и специализированных организаций.

Строительный процесс на этих объектах в высшей степени динамичен и характеризуется повседневными изменениями производственной обстановки.

В этих условиях для эффективного оперативного руководства необходима информационная модель, адекватно отображающая ход выполнения всего комплекса строительно-монтажных работ. Такой моделью является сетевая модель, которая после расчета основных параметров образует сетевой график строительства объекта.

Сетевой график в свою очередь является инструментом перспективного и оперативного планирования и управления и позволяет: рационально распределять капитальные вложения и объемы строительно-монтажных работ по этапам (годам) строительства; координировать деятельность всех строительно-монтажных организаций, участвующих в строительном процессе;

концентрировать внимание руководителей на наиболее важных участках и работах, определяющих длительность возведения объекта;

использовать электронно-вычислительную технику для обработки информации при оперативном планировании.

Часто при строительстве каркасно-панельных зданий проектно-сметную документацию разрабатывают параллельно с производством строительно-монтажных работ. В связи с этим для повышения оперативности при разработке и внедрении сетевых графиков непосредственно на объектах при штабах строительства создаются группы сетевого планирования и управления, сформированные из сотрудников трестов с привлечением работников строительных организаций и заказчика. Этими группами, в частности, были разработаны сетевые графики на все наиболее сложные и крупные олимпийские объекты.

На строительстве телерадиокомплекса (ОТРК) в Останкине первоначально был составлен укрупненный сетевой график, кото-

рый затем был оптимизирован по определяющему критерию — директивному сроку. Этот график позволил рационально распределить объемы строительно-монтажных работ и ресурсы по годам строительства в соответствии с технологией производства и мощностями строительных организаций. В его развитие составлялись рабочие сетевые графики на планируемый год, которые ежеквартально корректировались и детализировались в соответствии с изменениями в технической документации и проектах производства работ, а также с учетом реальной обстановки на строительном объекте.

Разработка сетевых графиков проводилась оперативно с привлечением ответственных исполнителей работ, а также всех служб заказчика. Это давало возможность более правильно оценить продолжительность работ с учетом достигнутого уровня производительности труда на объекте и опыта возведения подобных объектов.

Квартальные и локальные сетевые графики послужили основой для ведения оперативного планирования и управления ходом строительства по системе АСИОР (автоматизированная система информационного обеспечения руководства), которая решала следующие задачи: формирование для всех строительных организаций диспетчерских планов-отчетов на планируемую неделю; информирование руководства стройки о ходе выполнения производственной программы.

Внедрение данной системы позволило осуществлять систематический контроль за ходом строительства благодаря получению объективной и оперативной информации о выполнении производственной программы по всем организациям и основным видам работ, определять узкие места и намечать мероприятия по их устранению.

Система позволила определить для каждой бригады оптимальный конкретный план работ по номенклатуре и объему на последующую неделю, составленный с учетом контрольных цифр месячного плана, обеспечения увязки с другими организациями и представления фронта работ для смежников, наличия проектно-технических ресурсов, а также технического состояния объекта.

Трестом Мосоргпрмстрой разработаны «Методические рекомендации по внедрению поузлового метода подготовки, организации и управления строительством промышленных и уникальных комплексов в условиях Москвы».

На строительстве олимпийского гостиничного комплекса в Измайлове Главмосстроем в содружестве с Киевским инженерно-строительным институтом внедрена система программно-целевого управления (ПЦУ). Назначение системы ПЦУ — непрерывный контроль за ходом строительства и оперативное управление им с целью своевременного ввода объектов в эксплуатацию. Технической базой системы является Вычислительный центр управления АСУС Главмосстроя.

В Главмосстрое внедряется система пооперационного контроля и оценки качества строительно-монтажных работ. В содружестве с Управлением Госархстройконтроля и Управлением АСУ трестом

Мосоргстрой создана комплексная система управления качеством строительного производства (КСУК).

Разработаны временные строительные нормы «О порядке разработки и внедрения КСУК в подразделениях ГМС».

Важным средством повышения качества строительства каркасно-панельных зданий стали разработанные Главмосстроем в сотрудничестве с Управлением Госархстройконтроля «маршрутные» журналы, которые стали основным производственным документом, отражающим качество труда непосредственных исполнителей и качество выполняемых ими работ.

Глава 7. ЭЛЕМЕНТЫ ВНУТРЕННЕГО ОБУСТРОЙСТВА КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Элементы внутреннего обустройства зданий являются важной составной частью конструктивных систем и включены в самостоятельные разделы каталога.

Единство модульных рядов, унификация параметров однотипных изделий в системе конструкций и узлов их соединения, положенные в основу каталога, позволили создать единые унифицированные конструкции и изделия для внутреннего оборудования зданий. В число этих конструкций входят перегородки, подвесные потолки, полы, кровли, изделия для шахт лифтов, вентиляционные блоки, электроблоки, столярные изделия, детали оформления и т. д. Особым разделом каталога является инженерное оборудование зданий.

1. ПЕРЕГОРОДКИ

Перегородки в каркасно-панельных зданиях выполняются, как правило, из типовых гипсобетонных панелей, керамзитобетонных плит и в виде легкой эффективной конструкции из гипсокартонных листов на металлическом или асбестоцементном каркасе.

Гипсобетонные и керамзитобетонные перегородки представляют собой хорошо известные конструкции, долгое время используемые в практике общесоюзного строительства и применительно к унифицированному каркасу отличаются только размерами.

Перегородки этого типа, так же как и перегородки из мелкоштучных изделий, вытесняются новыми, прогрессивными гипсовыми каркасно-обшивными перегородками с каркасом из холодноформованных металлических или экструзионных асбестоцементных профилей. Применение этих перегородок, разработанных в проектных организациях ГлавАПУ Москвы, — одно из наиболее эффективных путей индустриализации работ по отделке каркасно-панельных зданий.

Перегородки выполняются в период отделочных работ до устройства чистого пола. Это определяется тем, что сами легкие перегородки, как и устанавливаемые в это же время столярные изде-

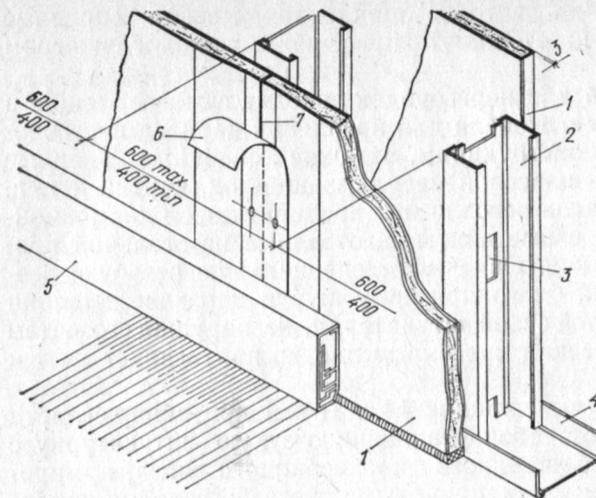


Рис. 7.1. Перегородки из гипсокартонных листов на металлическом каркасе

1 — гипсокартонный лист; 2 — металлическая стойка; 3 — отверстие для пропуска коммуникаций; 4 — нижняя направляющая (полос); 5 — электротехнический плинтус; 6 — клейкая или бумажная лента; 7 — стык листов

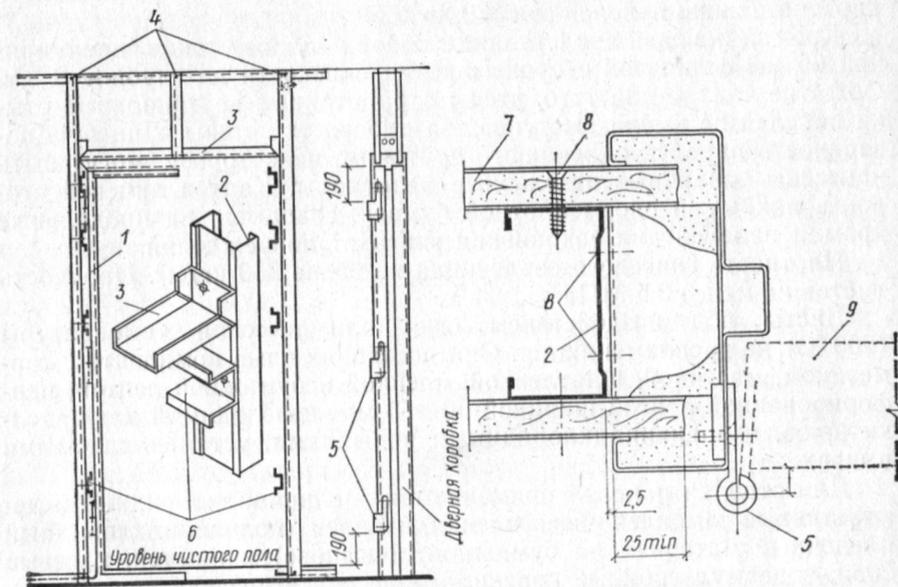


Рис. 7.2. Установка металлической дверной коробки

1 — металлическая дверная коробка; 2 — стойка; 3 — полость; 4 — просечка с отгибом; 5 — петля; 6 — анкеры; 7 — гипсокартонные листы; 8 — самосверлящие самонарезающие винты; 9 — дверное полотно

лия, не требуют серьезных отделочных работ, и установка их по существу, завершает строительный процесс.

Конструктивной основой перегородок служит каркас из холодноформованных (гнуемых) профилей, изготовленных профилированием рулонной полосовой стали на роликовых или гибочных станах

(рис. 7.1). Профили — из листовой оцинкованной стали. Торцовые и уголки профили изготавливают просечно-вытяжным способом (ромбовидная сетка).

В комплект изделий для перегородок входят самосверлящие и самонарезающие винты и дюбели для крепления каркаса перегородок к строительным конструкциям, а также скобяные анкерные изделия для крепления навесной мебели, занавесок, картин и т. п.

Производство каркасов освоено на предприятиях Главмосмонтажспецстроя. Самонарезные винты изготавливают из стальной проволоки с термообработкой. Они имеют специальную резьбу и особо твердый наконечник, благодаря чему шуруп при заворачивании легко проходит через слой сухой штукатурки, не нарушая его, затем через тонкий металлический профиль и плотно притягивает лист к полке профиля.

Гипсовые листы имеют толщину 14 и 16 мм при ширине листа 1200 мм и представляют собой утолщенную сухую штукатурку с внутренним слоем из облегченного поризованного гипса, армированного стекловолокном или капроновыми очесами, которые придают ему прочность и вязкость, и наружными слоями из утолщенного картона. Длина панелей от 2370 до 4550 мм.

Кромки панелей представляют собой плавное утоньшение шириной 65 мм с лицевой стороны против плоскости на глубину 3 мм. Обжатие задано для того, чтобы отработанные вертикальные стыки панелей не имели выступов за плоскость стены. Лицевую поверхность панелей оклеивают картоном, на который могут быть нанесены различные отделочные материалы. Картон лицевой стороны, покрытый слоем плотной бумаги, заводится на продольные кромки панелей для сохранения гипса от повреждений.

Плотность гипсового сердечника не более 350 кг/м³. Прочность листов не менее 3,5 МПа.

Листы под воздействием огня или высокой температуры (200 °С) не воспламеняются. Они поставляются в комплекте с герметиком, мастикой, шпатлевкой, клейкой и бумажной лентой, перфорированной лентой шириной 50—55 мм, необходимой для заделки швов, и поливинилхлоридными профилями, устанавливаемыми в швах.

Для отделки панелей применяются поливинилхлоридные и декоративные самоклеящиеся пленки, изоплен (поливинилхлоридный пленочный материал на бумажной подоснове), винистен, клеевые обои, водоземulsionные краски, эмали, синтетические краски.

Гипсовые перегородки монтируют в следующей последовательности. К плитам перекрытия дюбель-гвоздями с шагом 300—600 мм крепятся профили верхней и нижней направляющих (полосы). Для забивки дюбелей применяют монтажно-поршневой пистолет. В направляющие устанавливают стойки каркаса с шагом 400—600 мм и закрепляют с помощью специальных клещей методом просечки и отгибания. Через отверстия, предусмотренные в стенах стоек каркаса, пропускают силовую и слаботочную проводку. Устанавливают дверные коробки или обвязки раздвижных перегородок и за-

крепляют их к стойкам каркаса (рис. 7.2). Затем устанавливают и закрепляют гипсовые плиты.

Стыки между гипсовыми листами всегда выполняются на стойке. Стык может быть скрытым, т. е. без выявления на поверхности перегородки, либо открытым, когда он оформляется установкой пластмассового или алюминиевого нащельника. В первом случае стык заделывают специальной шпатлевкой по перфорированной бумажной ленте. Заделка стыка мастикой с проклейкой бумажной перфорированной лентой создает надежный прочный шов, не выступающий за лицевую плоскость листов.

Зазоры между элементами каркаса, плоскостями пола и низа перекрытия, а также плоскостью стен, к которым примыкает перегородка, уплотняют герметиком с помощью шприцев. Таким же механизированным методом уплотняют зазоры между кромкой сухой штукатурки и плоскостями пола и потолка. Для уплотнения этих зазоров предусмотрен специальный синтетический профиль (буртик) (рис. 7.3).

Для повышения звукоизоляции и огнестойкости конструкции обшивка металлического каркаса гипсовыми плитами может быть двух- или трехслойной с введением, если это необходимо, в среднюю зону полужестких минераловатных плит. При многослойной конструкции обшивки стыки плит выполняются вразбежку.

При применении асбестоцементных профилей шаг стоек 600—700 мм (рис. 7.4). Крепление — к металлическим направляющим с помощью пропилов на концах стоек. Силовая и слаботочная проводка пропускается поверху или понизу, а также в пробиваемые в асбестоцементных профилях отверстия.

Сборные гипсовые перегородки с металлическим каркасом рекомендуются для зданий с относительной влажностью воздуха 75 % при температуре 24 °С и влажностью 60 % при 27—30 °С.

Применение перегородок возможно только при наличии у строительного-монтажных организаций специального инструмента, обеспечивающего механизацию процессов сборки металлического каркаса перегородки, крепления к нему гипсовых плит (без предварительной рассверловки отверстий), а также инструмента для заделки стыков, нанесения шпатлевочного слоя и других работ.

Общая стоимость перегородок от 540 до 783 руб. за 100 м² в зависимости от высоты и типа перегородок.

Огнестойкость перегородок — от 31 до 81 мин; показатель звукоизоляции от воздушного шума — от —13 до —4 ЕвдБ. При применении асбестоцементных профилей огнестойкость повышается до 2 ч.

Для монтажа перегородок с металлическим каркасом в составе Главмосмонтажспецстроя создано специализированное управление.

Главными объектами использования определены больницы, предприятия коммунально-бытового обслуживания, административные здания, конструкторские бюро и проектные организации, здания высших учебных заведений, предприятия торговли и др.

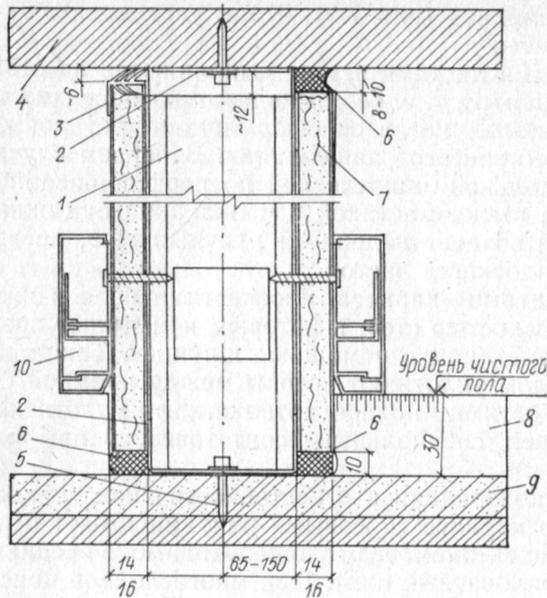
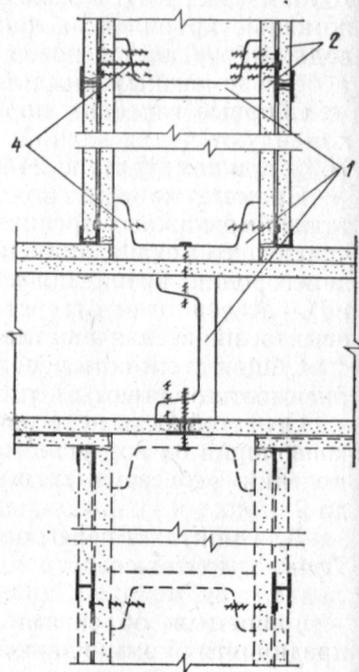
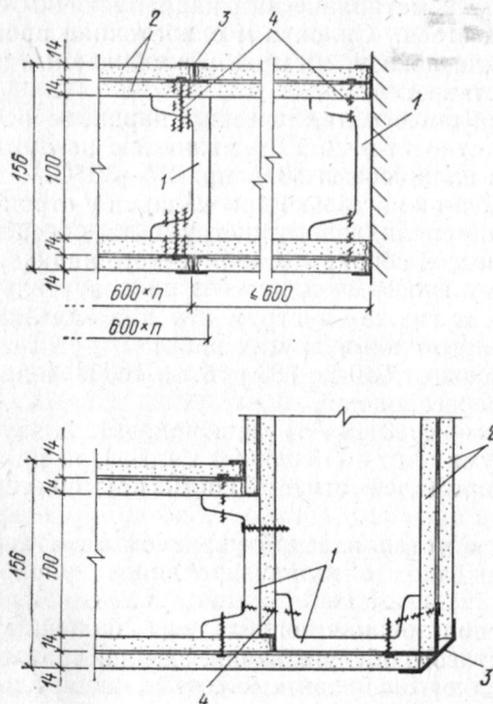


Рис. 7.3. Примыкание перегородок к полу и перекрытию

1 — металлическая стойка; 2 — полоз; 3 — буртик из поливинилхлорида; 4 — железобетонные плиты перекрытия; 5 — дюбель, шаг 400—600 мм; 6 — синтетическая мастика (шов заполняется чеканкой); 7 — гипсокартонные листы; 8 — конструкция чистого пола; 9 — выравнивающая цементная стяжка; 10 — электротехнический плинтус

Рис. 7.4. Узлы каркаса перегородок из асбестоцементных профилей

1 — асбестоцементные швеллеры; 2 — гипсокартонные листы; 3 — нащельник из поливинилхлорида; 4 — самосверлящие винты



Один из недостатков гипсовых перегородок — высокий расход тонколистовой стали. Ведутся разработки безметалльной конструкции каркасов. Перспективной конструкцией является упомянутый выше каркас из легких асбестоцементных профилей, полученных методом экструзии.

Возможным решением по согласованию с органами пожарной охраны для малоэтажных зданий является каркас из деревянных антипирированных брусков.

2. ПОДВЕСНЫЕ ПОТОЛКИ

Кроме таких функций, как декоративная, звукопоглощающая, звукоотражающая, теплоизоляционная, подвесные потолки выполняют и функции огнезащиты, звукоизоляции от воздушного шума, могут использоваться в системах бесканальной вентиляции основных помещений с воздухоподогревом через перфорацию в лицевых элементах, кроме того, имеют электрические нагреватели лучистого отопления, защищают от радио- и электрических помех и снабжаются утилизирующими тепло встроенными вентилируемыми светильниками, а также воздухораспределителями, радио- или телепередающими установками.

Многофункциональные подвесные потолки с гипсовыми и другими лицевыми элементами выпускаются на высокопроизводительных линиях с учетом требований по унификации и разнообразию внешнего вида.

Благодаря комплексной поставке всех элементов потолков и обеспечению специальным инструментом и приспособлениями монтаж подвесных потолков не связан с высокими трудовыми затратами, особенно блочно-модульных подвесных потолков, представляющих собой собранные в заводских условиях и имеющие встроенное инженерное оборудование и проводки, готовые к монтажу, объемные пирамидальные или складчатой формы элементы. Трудозатраты при монтаже потолков составляют 0,3—0,4 чел.-ч/м².

Лицевые элементы подвесных потолков обеспечивают беспрепятственный доступ в надпотолочное пространство с тем, чтобы при необходимости их можно было заменить, отремонтировать или дополнить, например, укладываемым сверху изоляционным материалом, что может потребоваться при изменившемся режиме эксплуатации.

Подвесные потолки — важнейшее звено в обеспечении комфорта помещений с массовым пребыванием людей. Кроме того, они используются как основное средство при создании высококачественного интерьера.

В зданиях из изделий унифицированного каркаса применяются алюминиевые подвесные потолки комплексной поставки завода алюминиевых конструкций в г. Видном и неметаллические подвесные потолки. Последние выполняются на основе звукопоглощающих облицовочных минераловатных на крахмальном связующем плит

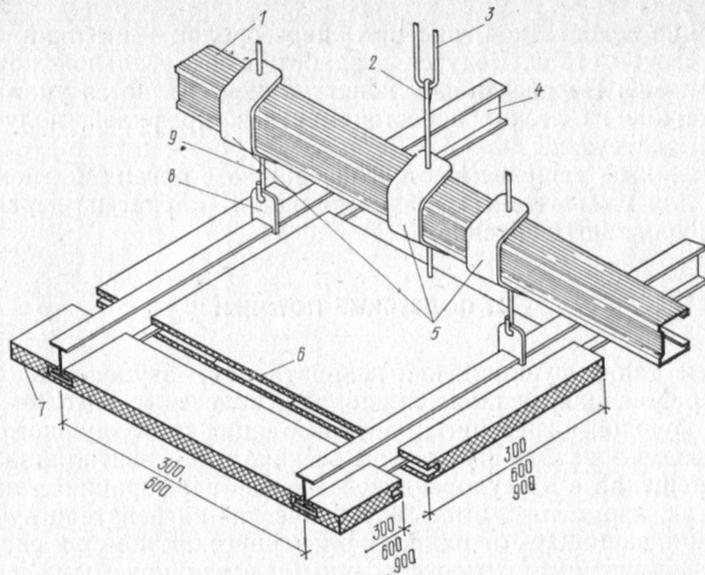


Рис. 7.5. Подвесной потолок из плит «Акмигран»

1 — несущий металлический элемент гнутого профиля; 2 — верхняя подвеска из круглой стали; 3 — арматурные выпуски из перекрытия с шагом 1200 мм; 4 — направляющая двутаврового сечения; 5 — пружина; 6 — фибровая шпонка; 7 — плиты «Акмигран» размерами 300×300×20, 600×600×24, 900×600×24 мм; 8 — «наездник»; 9 — подвеска направляющей

«Акмигран», гипсовых декоративных плит ГРП и «Москва», литых звукопоглощающих гипсовых плит «Мелодия», акустических перфорированных гипсовых плит АГШ и асбестоцементных плоских декоративных плит АЦП. Указанные плиты могут применяться в зданиях любого типа на основе унифицированного каркаса со всеми высотами этажей. Крепление плит производится с помощью гнутых стальных профилей, используемых в качестве верхних и нижних направляющих, а также элементов подвеса и крепежных деталей.

Типовые подвесные потолки рассчитаны на нагрузку от собственного веса конструкций и осветительной аппаратуры без учета полезной нагрузки и позволяют иметь минимальную высоту надпотолочного пространства с одновременным увеличением эксплуатационной зоны под установку встроенных светильников и инженерного оборудования. Для этажей высотой 3 и 3,3 м имеются решения с выявленной конфигурацией нижней части ригеля в интерьере помещения и высотой надпотолочного пространства, доведенной до минимума.

Монтаж конструкций потолков выполняется после окончания всех общестроительных работ в помещениях, температурно-влажностный режим которых соответствует эксплуатационному. Используемые виды подвеса потолков всех типов позволяют добиваться необходимой точности положения элементов потолка. Надвигка плит потолка производится после выверки и закрепления направляющих.

Неподвижность плит обеспечивается зажимами из стальной оцинкованной ленты (рис. 7.5).

Расход металла на 100 м² колеблется в зависимости от типа потолка от 130 до 250 кг.

Перспективными направлениями в совершенствовании конструкции подвесных потолков являются повышение водостойкости лицевых поверхностей гипсовых плит, что должно расширить область применения гипсовых потолков; создание блочно-модульных подвесных потолков, наиболее отвечающих требованиям индустриализации и снижения трудоемкости на монтаже.

3. ПОЛЫ

В зданиях на основе унифицированного каркаса полы выполняются по многослойным железобетонным или керамзитобетонным сплошным настилам перекрытий. Полы выполняются в основном на основе типовых решений из материалов, выпускаемых Главмоспромстройматериалами.

Таблица 7.1. Типовые конструкции полов

Материал покрытия пола	Общая толщина пола, см	Помещения
Линолеум на теплозвукоизолирующей подоснове (рис. 7.6, а)	8	а) Групповые, игральные, столовые, спальни, изоляторы, коридоры, приемные и другие помещения детских дошкольных учреждений; б) Аудитории, классы, лаборатории, школы, ПТУ; в) Комнаты персонала, кабинеты врачей, директора, начальников цехов, экспедиции торговых зданий и зданий общественного питания; г) Рабочие комнаты, помещения пожарного поста, диспетчерская, экспедиция административных зданий; д) Фойе и зрительные залы кинотеатров. Кабинеты, коридоры, фойе, холлы (удаленные более чем на 20 м от наружных дверей зданий) Спортивные залы Торговые залы магазинов и предприятий общественного питания Гардеробы и коридоры зданий различного назначения Холодильные и морозильные камеры магазинов и предприятий общественного питания, санузлы Зарядные электрокаров, аккумуляторные, кислотные
Линолеум на тканевой подоснове и бесосновный	8	
Линолеум на тканевой подоснове	15	
Паркет штучный (рис. 7.6, б)	8	
» мозаичный	8	
Паркетная доска (рис. 7.6, в)	8	
Паркетные щиты	8	
Ворсовый безрулонный ковер	8	
Линолеум со вспененным слоем	10	
Доски шпунтованные	8 (15)	
Бетон шлифованный	8 (15)	
Мозаичное «террасцо»	8 (15)	
Плитка керамическая	6 (8)	
Кислотоупорный бетон	8 (15)	

Примечание. Цифры в скобках относятся к утолщенной конструкции пола, необходимой для размещения инженерных коммуникаций.

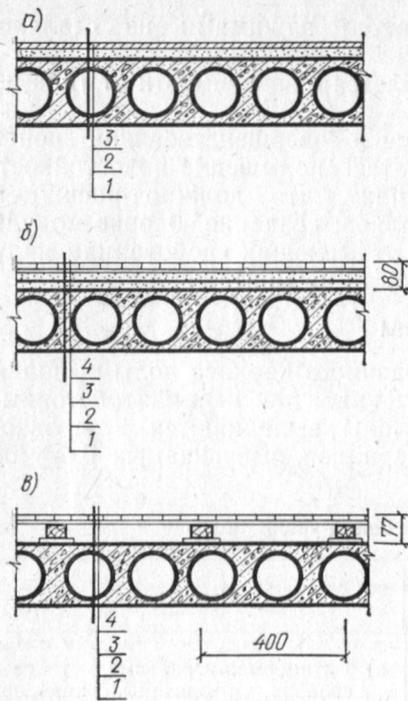


Рис. 7.6. Конструкции полов с различными покрытиями

а — линолеум на вспененной основе; 1 — железобетонный настил перекрытия; 2 — затирка из цементно-песчаного раствора М 150 — 15 мм; 3 — ПВХ линолеум на вспененной основе, уложенный насухо; **б** — штучный паркетом: 1 — железобетонный настил перекрытия; 2 — песок — 23 мм; 3 — цементно-песчаная стяжка из пластичного раствора М 150 с затертой поверхностью; 4 — штучный паркет на холодной мастике; **в** — паркетной доской: 1 — железобетонный настил перекрытия; 2 — прокладка из древесно-волоконистой полутвердой плиты — 12 мм; 3 — лаги — доски 80×40 мм; 4 — паркетная доска — 25 мм

Для покрытия полов различных конструкций применяются следующие материалы: линолеум на теплоизолирующей, тканой или вспененной подоснове и безосновный; штучный и мозаичный паркет, паркетные щиты, паркетные и чистые шпунтовые доски, керамиче-

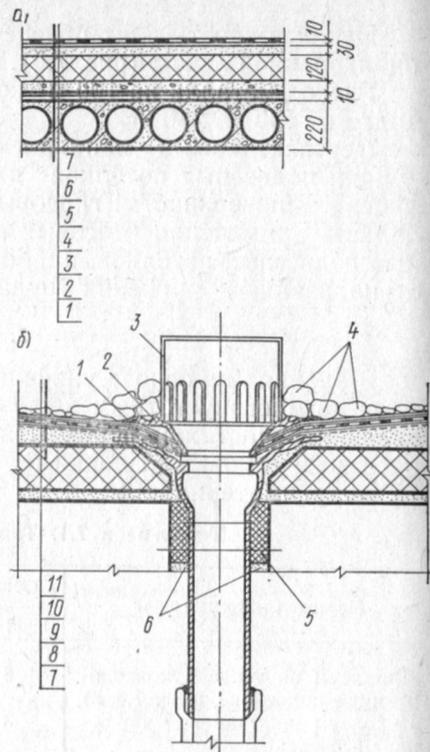


Рис. 7.7. Детали неэксплуатируемой кровли (а) и установки водосточной воронки (б)

а: 1 — железобетонный настил; 2 — выравнивающая цементно-песчаная стяжка — 10 мм; 3 — один слой рубероида на битумной мастике (пароизоляция); 4 — керамзитовый гравий с уклоном; 5 — плиты из крупнопористого керамзитобетона — 120 мм; 6 — цементно-песчаная стяжка М100 — 30 мм; 7 — рулонный ковер — 10 мм; **б**: 1 — заливка мастикой изол; 2 — прижимное кольцо; 3 — приемная решетка; 4 — гравий с размером зерен не менее 40 мм; 5 — маты из минеральной ваты — 30 мм; 6 — заделка цементным раствором М 100; 7 — цементно-песчаный раствор; 8 — стеклосетка 1000×1000 мм, пропитанная битумом; 9 — дополнительный слой рубероида; 10 — 4-слойный рулонный ковер; 11 — два дополнительных слоя рубероида на битумной мастике

ские плитки, шлифованный бетон, полимерцементобетон; гранитные и мраморные плиты, а также плиты «Брекчия».

Для помещений с влажным режимом работы предусмотрены полы с гидроизоляцией.

В связи с различной насыщенностью полов коммуникациями (в зданиях торговли и общественного питания) разработаны два варианта конструкций полов: толщиной 80 и 150 мм. Толщина слоя цементно-песчаного раствора над проходящими в толще пола коммуникациями принимается не менее 20 мм.

В составе типовых решений разработаны также конструкции полов специального назначения: для морозильных и холодильных камер с кислотостойким покрытием, с прокладкой в толще пола труб системы отопления.

Области применения типовых конструкций полов указаны в табл. 7.1.

В дополнение к конструктивным решениям полов разработаны детали их примыкания к стенам и, в частности, с использованием деревянных или поливинилхлоридных плинтусов, детали стыковки полов различной конструкции, а также детали пропуска через полы транзитных коммуникаций.

Для зданий вычислительных центров, автоматических телефонных станций, автоматизированных систем управления и т. д., в которых требуется пространство для размещения скрытых коммуникационных линий, электрических сетей, воздуховодов и др. с обеспечением к ним периодического доступа разработана конструкция съемных полов. Полы состоят из плит, ригелей, обоям и опорных регулируемых (с помощью устройства типа талрепа) стоек, позволяющих производить нивелировку пола.

Плита пола представляет собой сварную конструкцию, состоящую из штампованного короба со сферическими выпуклостями жесткости, сваренного контактной электросваркой с листом, обклеенную антистатическим релином и окантованную резиновым кантом.

4. КРОВЛИ

Конструкции кровли в зданиях на основе унифицированного каркаса применяются двух типов: эксплуатируемые и неэксплуатируемые.

Эксплуатируемые кровли предусматриваются преимущественно в крупных уникальных зданиях с повышенными требованиями к технологическим режимам (выходы на кровлю по условиям эксплуатации надкровельного оборудования) и условиям комфорта.

Конструкция эксплуатируемых кровель делятся на два вида: с продухом между несущей частью покрытия и гидроизоляционным ковром и засыпные. В последних над гидроизоляционным ковром устраивается сплошной дренажный слой из крупнозернистого песка, гравия или керамзита.

Эксплуатируемые кровли, выполняемые из традиционных материалов, имеют невысокую долговечность, что приводит к трудноустраняемым протечкам. Перспективными для подобных конструкций являются специальные герметизирующие материалы типа «терозон». Отдельные попытки использования слоя растительного грунта над эксплуатируемыми кровлями для организации газонов показали невозможность создания эффективной конструкции покрытия из-за разъедания гидроизоляционного ковра корневищами растений.

Такая же картина наблюдалась и в зданиях, где дренажный слой над гидроизоляцией не был защищен сплошной железобетонной плитой. Прорастание семян, попавших в щели декоративного покрытия, приводило к разрушению кровли. В перспективе, когда будут найдены эффективные меры защиты гидроизоляционного ковра или новые гидроизолирующие материалы, проблема может быть рассмотрена вновь.

Неэксплуатируемые кровли выполняются на основе традиционных решений с водоизоляционными коврами из рулонных материалов. Под рулонные материалы, укладываемые на основе в виде цементных стяжек, выполняется огрунтовка раствором битума в керосине или соляровом масле. Конструкция «пирога» кровли зависит от типа водоизоляционного ковра и утеплителя (для теплых кровель). Пароизоляция по перекрытию выполняется в виде оклейки швов между железобетонными плитами перекрытия.

Типовыми решениями устройства кровель в каркасно-панельных зданиях предусмотрены различные варианты кровель, мест и узлов примыкания кровель к выступающим частям, решениям температурных швов и т. д., а также пропуск через кровли различных конструкций типа вентиляционных шахт, мачт радиостоек и др.

Конструкция отдельных узлов кровли, а также водосточной воронки в типовых кровельных «пирогах» представлена на рис. 7.7.

5. ПОВЫШЕНИЕ УРОВНЯ ИНДУСТРИАЛЬНОСТИ КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Индустриальность строительства каркасно-панельных зданий должна повышаться за счет разработки и внедрения элементов вертикальных коммуникаций (взамен выполняемых россыпью из различных материалов), в том числе блоков дымоудаления, электро- и вентиляционных блоков для различных высот этажей, сантехкабин, совмещенных с вентиляционным каналом; индустриальных холодильных камер, дебаркадеров, внутренней «начинки» зданий, пандусов, люков, каналов, входов и др.

Серьезную проблему представляет создание конструкций полов, выполняемых высокомеханизированным способом (наливных) или сухих с применением индустриальных деталей и т. п.

Перспективным является использование в каркасно-панельном строительстве отработанных технических решений, методов и приемов, применяемых в крупнопанельном домостроении, например без-

рулонных кровель, или создание комплексных утепленных элементов крыш, индустриального встроенного оборудования и др.

Определились конструктивные элементы каркасных зданий, которые могут быть укрупнены. Это — стеновые элементы — наружные панели типа «бублик», плиты перекрытий, коридорные элементы каркаса (ригели-колонны), колонны.

Организовано производство многих укрупненных конструкций и деталей, а также отделочных материалов повышенной строительной готовности. Из числа строительных конструкций можно указать на керамзитобетонные панели, выпускаемые в двухмодульном исполнении, а также наружные, фризковые и цокольные железобетонные панели внутренних стен, лестничные Z-образные марши, панели и настилы перекрытий сплошные и многопустотные, диафрагмы жесткости, панели внутренних несущих стен размером на комнату, двухэтажные колонны для многоэтажных зданий и пр.

Производство укрупненных деталей резко снижает удельные затраты на изготовление, перевозку и монтаж строительных конструкций. Достаточно отметить, что только замена одномодульных панелей наружных стен двухмодульными снижает суммарные затраты на 1 м² панелей (за вычетом проемов) с 34,23 до 30,98 руб.

6. ОТОПЛЕНИЕ, ВЕНТИЛЯЦИЯ И КОНДИЦИОНИРОВАНИЕ ВОЗДУХА В МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЯХ ОБЩЕСТВЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ

В многоэтажных общественных зданиях часто размещаются конструкторские бюро, конторские помещения управлений, научно-исследовательские лаборатории, вычислительные центры, лечебно-профилактические учреждения, гостиницы и др.

Архитектурно-планировочные решения этих зданий с большой площадью остекления фасадов, большим числом этажей (25 и более), многокомнатной планировкой predeterminedляют технические решения, обеспечивающие в рабочих помещениях благоприятные параметры воздушной среды для нормальной жизнедеятельности людей.

Обычное проветривание помещений через окна становится невозможным при сильном ветре на большой высоте, а также из-за уличного шума и пыли. В летний период в помещениях, ориентированных на солнечную сторону, температура может повышаться до 27—30 °С даже при умеренной наружной температуре.

В связи с этим необходимо предусматривать системы отопления, вентиляции или кондиционирования воздуха, позволяющие поддерживать в помещениях температуру около 20 °С в отопительный период и не более 24—25 °С в теплый период года. Эти системы должны обеспечивать подачу наружного воздуха в количествах, установленных санитарными нормами, а также возможность индивидуального регулирования температуры в каждом помещении или в группе помещений.

Так, для зданий управлений минимальное количество подаваемого наружного воздуха на одного человека должно составлять

40 м³/ч, или 10 м³/ч на 1 м² рабочей площади: для проектных залов и помещений — 60 м³/ч при площади около 6 м² на одного человека, гостиничных номеров — 50 м³/ч на одно место; больничных палат для взрослых — 80—100 м³/ч на одну койку.

Поддаваемый воздух подвергается тепловлажностной обработке в приточно-вентиляционных установках с целью поддержания в обслуживаемых помещениях заданных оптимальных условий по температуре (20—25 °С), относительной влажности (30—60 %) и чистоты воздушной среды.

В ряде случаев необходимые условия обеспечиваются обычными системами отопления и приточно-вытяжной вентиляции с механическим побуждением. При этом следует ограничивать площадь световых проемов, предусматривать солнцезащитные устройства на окнах и проводить ряд других мероприятий, позволяющих снизить поступление тепла от солнечной радиации в летний период.

Для достижения оптимальных условий в крупных общественных зданиях следует проектировать системы кондиционирования воздуха.

Имеются отрицательные примеры строительства многоэтажных общественных зданий в Москве, в которых своевременно не были запроектированы соответствующие системы кондиционирования, и они оказались практически непригодными для нормальной эксплуатации, например здание Гидропроекта на Волоколамском шоссе, гостиница «Интурист» на ул. Горького и др. Как правило, в таких зданиях приходится впоследствии с большими трудностями и затратами осуществлять реконструкцию для устройства кондиционирования или частичного охлаждения воздуха.

Строительными нормами и правилами разрешается проектировать кондиционирование воздуха для зданий определенных категорий, если установленные оптимальные микроклиматические условия не могут быть обеспечены вентиляцией с естественным или механическим побуждением. К таким зданиям и помещениям относятся: определенная группа помещений и палат в больницах; рабочие комнаты, кабинеты, конференц-залы и залы заседаний в зданиях управлений групп А, Б и Д; проектные залы, служебные помещения и кабинеты, конференц-залы и залы совещаний в зданиях проектных и конструкторских организаций; номера гостиниц высшего и I разряда.

Регламентация устройства системы кондиционирования воздуха обусловлена относительно высокими затратами на их установку и эксплуатацию по сравнению с обычными системами отопления и вентиляции. Так, общие затраты на сооружение систем отопления, вентиляции и кондиционирования могут составить около 10 % общей стоимости здания административного типа, т. е. в 2—3 раза дороже обычных систем отопления и вентиляции.

Эти дополнительные затраты на обеспечение комфортности компенсируются повышением производительности труда работников на 6—10 %, сокращением числа ошибок в работе, уменьшением заболеваемости и снижением текучести кадров, что связано со

значительным улучшением условий труда в кондиционируемых помещениях.

Основным условием эффективности систем кондиционирования и соответственно окупаемости затрат является удовлетворительная организация эксплуатации и технического обслуживания систем, законченность монтажа и комплектность оборудования и средств автоматики.

Отсутствие указанных условий приводит к тому, что во многих случаях системы работают неэффективно. Вследствие этого Госстроем СССР в марте 1982 г. установлен порядок применения кондиционирования воздуха в общественных зданиях, согласно которому предложения заказчиков по строительству зданий должны содержать необходимые обоснования, а также гарантию надлежащей эксплуатации систем кондиционирования и подтверждение обеспечения высококачественного и комплектного монтажа оборудования и средств автоматики и надлежащей наладки систем после монтажа.

При строительстве административных зданий повышенной этажности каркасно-панельного типа, начатом в Москве в 1964 г., были запроектированы и осуществлены системы кондиционирования воздуха с учетом современной тенденции в этой области.

Наиболее распространенными за рубежом были в то время и являются до настоящего времени высокоскоростные системы с эжекционными доводчиками.

Впервые такие системы в СССР были применены в Москве в зданиях министерства и секретариата СЭВ на проспекте Калинина, в здании Госстроя СССР в Георгиевском пер., здании ЦК КПСС в Ипатьевском пер., новой гостинице «Москва» и далее во многих зданиях административного типа.

Системе с эжекционными доводчиками было отдано предпочтение перед другими благодаря ее преимуществам применительно к многоэтажным зданиям. Система обеспечивает возможность индивидуального регулирования температуры в отдельных комнатах и особенно удобна благодаря сравнительно небольшим площадям, необходимым для размещения каналов и вентиляционных камер. Этому обстоятельству придается особое значение в высотных зданиях. Принцип действия эжекционной системы в том, что в центральном кондиционере готовится и распределяется по зданию только около 25 % расчетного количества вентиляционного воздуха; основной воздух обрабатывается непосредственно в помещениях в эжекционных доводчиках за счет местной рециркуляции.

Основным элементом системы является эжекционный доводчик, устанавливаемый в каждом помещении (рис. 7.8). Доводчик состоит из напорной камеры с сопловыми панелями и теплообменника. Наружный воздух, называемый первичным, подводится от центрального кондиционера в напорную камеру и, выходя через сопла диаметром 3—5 мм со скоростью до 20 м/с, создает эжектирующее действие, забирая из помещений комнатный, вторичный воздух и осуществляя тем самым местную рециркуляцию: одна

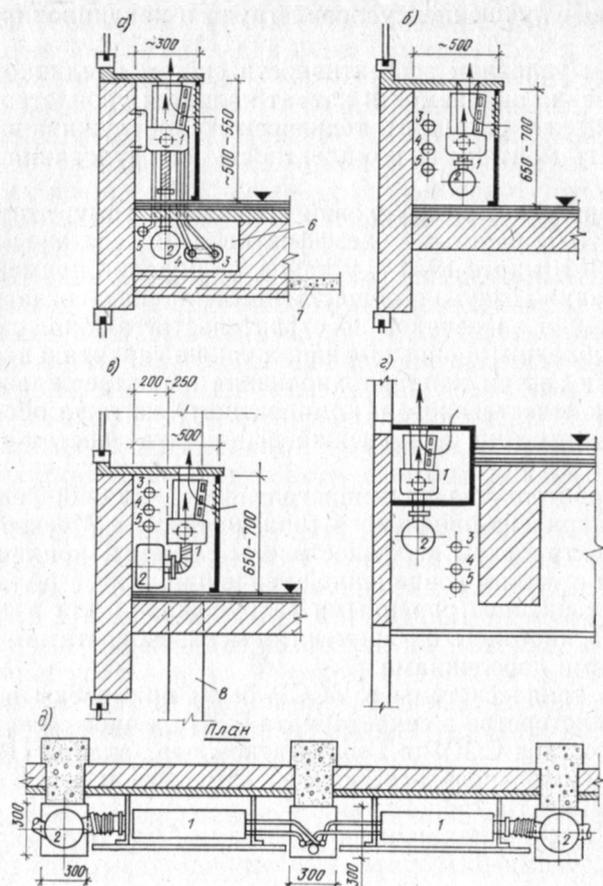


Рис. 7.8. Детали установки эжекционного доводчика

а—г — доводчики с горизонтальной разводкой воздухопроводов и трубопроводов; д — доводчик с вертикальной разводкой коммуникаций; 1 — доводчик; 2 — канал первичного воздуха; 3—5 — подающие и обратные трубопроводы; 6 — канал; 7 — подвесной потолок; 8 — колонна

часть первичного воздуха подсасывает 3—4 части вторичного. Перед смешением рециркуляционный воздух, проходя через теплообменник доводчика, нагревается в нем или охлаждается и, смешиваясь с первичным, поступает в помещение, нагревая или охлаждая воздух. Горячая и холодная вода подается к теплообменникам от центральных установок тепло- и холодоснабжения. Зимой в нерабочее время подача воздуха от центрального кондиционера прекращается, и доводчики работают как отопительные конвекторы с естественным побуждением.

Компоновка оборудования и коммуникаций в каркасно-панельных зданиях не представляет трудностей, для этого используются подоконные пространства при горизонтальной разводке труб и каналов в промежутке между наружными панелями и колоннами, а

также вертикальные шахты (ниши), располагаемые вдоль коридоров.

Доводчики обычно устанавливают под окнами, по модульной системе — один доводчик на комнату шириной 3 м. Благодаря такому принципу размещения при любой перепланировке этажей не требуется существенной переделки системы. Доводчиками обслуживается так называемая «наружная зона» на глубину действия приточной струи доводчика, которая равняется около 4,5—5 м. В помещениях с большей глубиной выделяется «внутренняя зона», которая обслуживается дополнительной системой с подачей воздуха через анемостаты в потолке.

Удаление вытяжного воздуха из помещений может осуществляться как индивидуально из каждой комнаты с присоединением к сборному воздухопроводу, так и выдавливанием воздуха в коридор, из которого он сосредоточенно отсасывается в одном-двух местах.

Оборудование холодильных станций и тепловых пунктов размещается, как правило, в подвале. Холодильные станции стараются расположить в выносной части подвала или в отдельно стоящих помещениях для изоляции от создаваемого ими шума.

Центральные кондиционеры могут располагаться в подвалах и на технических этажах. При размещении на этажах необходимо принимать меры для защиты рабочих помещений от шума.

Размещение систем кондиционирования в здании требует значительных площадей, поэтому большое значение придается оптимальной компоновке оборудования и коммуникаций. При первоначальном определении площадей для систем можно пользоваться усредненным показателем, равным 10 % общей площади здания.

Глава 8. ЭКОНОМИКА УНИФИЦИРОВАННОГО КАРКАСА

Экономические характеристики промышленных инженерно-технических систем определяются рядом составляющих, из которых основными являются:

средства, закладываемые в создание промышленной базы в соответствии с требованиями инженерно-технической системы конструкций и сроков их амортизации;

техничко-экономические показатели производства промышленных изделий, включающие заводскую трудоемкость, тиражность, расход стали на формы и их оборачиваемость, расходы энергетических ресурсов, стабильность номенклатуры производимых изделий и др.;

материалоемкость отдельных видов продукции и объектов строительства в целом, определяемая как интегральный показатель материалоемкости отдельных видов изделий и дополнительного расхода материалов, реализуемых на стройке;

построечная трудоемкость возведения зданий из данной системы конструкций, определяемая основными техническими решениями системы и конкретного объекта;

соответствие проектных решений требованиям технологии производства (технологичность инженерно-технической системы) и удобства монтажа, подъемно-транспортному оборудованию, а также соответствие системы передовым достижениям в строительной науке и технике;

стабильность системы во времени при возможности ее развития и совершенствования по мере роста производственных возможностей и в соответствии с общим научно-техническим прогрессом.

Многие составляющие технико-экономических показателей зачастую вступают в противоречие между собой, требуя комплексной технико-экономической оценки для выбора оптимального решения. Так, сокращение номенклатуры изделий (например, вследствие снижения градации нагрузок колонн), соответствующее требованиям экономики производства, ведет к ухудшению технико-экономических показателей конструкций и объектов строительства из-за повышения их материалоемкости.

Отдельные технико-экономические показатели по видам изделий, свойственных данной системе, могут быть ниже показателей функционально аналогичных изделий из других инженерно-технических систем, но превосходить их по другим элементам системы, создавая тем самым общий экономический эффект системы. Так, например, многпустотные настилы перекрытий имеют худшие показатели по расходу материалов, чем коробчатые или перекрытия типа 2Т, вместе с тем общие технико-экономические показатели унифицированного каркаса с использованием многпустотных настилов перекрытий выше, чем гаражной серии 02 или телецентровского каркаса с коробчатыми перекрытиями и перекрытиями типа 2Т.

Комплексный учет всех показателей системы очень сложен, в связи с чем принятые методики ограничиваются рассмотрением отдельных сопоставимых показателей. Особую сложность технико-экономических расчетов составляют случаи сопоставления систем, решающих разные архитектурно-технические задачи. Так, влияние только планировочных факторов на стоимость и показатели материалоемкости может выражаться в 20—30 %.

Основной методикой определения эффективности инженерно-технических систем является методика сопоставления конечной продукции (объектов строительства) по удельным показателям материалоемкости и трудоемкости при близких архитектурно-планировочных и функциональных характеристиках сопоставления объектов.

В начальный период разработки и освоения унифицированного каркаса аналогов для сопоставления принимаемых решений практически не было. Многоэтажное строительство зданий общественного назначения велось в основном на базе стальных каркасов, значительно уступавших по технико-экономическим показателям при этажности до 30 этажей сборным железобетонным (табл. 8.1).

Практически одновременно с унифицированным каркасом разрабатывались каркасы серии ИИ-04 с рамными узлами, приведен-

Таблица 8.1. Технико-экономические показатели вариантов каркаса для зданий высотой 20—30 этажей (на 1 м³ объема здания)

Показатели	Сборный железобетонный унифицированный каркас	Стальной каркас и диафрагмы жесткости с обетонировкой
Расход бетона, м ³	0,065	0,064
Расход стали, кг	12	25
Трудовые затраты на монтаж каркаса и перекрытий, чел.-дн.	0,16	0,33
Продолжительность возведения каркаса зданий (на 100 м ³), дн.	2,3	5,1
Затраты на устройство каркаса и перекрытий, руб.:		
на стройке	0,54	1,1
» заводе	0,34	0,5
Удельные капитальные вложения в предприятие строительной промышленности, руб.	4,6	6,5

ный впоследствии к решениям и параметрам, близким к унифицированному каркасу, и индустриальные изделия для здания института Гидропроект, положенные впоследствии в основу телецентровского каркаса.

Развитие и освоение телецентровского каркаса происходило одновременно с освоением унифицированного каркаса, но первый предназначался для решения несколько иных задач, в частности для зданий с большими пролетами и нагрузками. В последующем по мере освоения номенклатуры унифицированного каркаса подтвердилась возможность решения на его основе всех архитектурно-планировочных и функциональных задач, для которых могли применяться и иные системы; была выявлена необходимость сопоставления систем для отбора более эффективной.

Для сопоставления был принят расход материалов, в частности стали и бетона, на 1000 м² общей площади зданий по элементам, имеющимся в сравниваемых системах. Так, например, при сравнении унифицированного каркаса с телецентровским не учитывались диафрагмы жесткости и лестничные марши, так как в системе конструкций телецентровского каркаса они отсутствовали.

Для сравнения колонн приняты колонны под нагрузку 3000 кН с высотой этажа 3,3 м, так как колонны под нагрузки в 6000 кН и более отсутствовали в серии ИИ-04. Нагрузки на перекрытия приняты имеющиеся во всех системах, т. е. 125 кН/м².

Результаты сопоставления приведены в табл. 8.2.

Указанное сопоставление выполнено по последним разработкам серии ИИ-04, а также усовершенствованным конструкциям телецентровского каркаса.

Как видно из сравнения, телецентровский каркас при решении узкого круга задач имеет практически все показатели ниже показателей унифицированного каркаса КМС. Несколько более низкий

Таблица 8.2. Техничко-экономические показатели вариантов каркаса для зданий высотой 20—30 этажей (на 1 м³ объема здания)

Показатели	Сборный железобетонный унифицированный каркас КМС	Серия ИИ-04	Большепролетный каркас (телецентровский)
Расход бетона, м³	0,065	0,066	0,071
Расход стали, кг	12	12,5	17
Трудовые затраты на монтаж каркаса и перекрытий, чел.-дн.	0,16	0,17	0,20
Продолжительность возведения каркаса зданий (на 100 м²), дн.	2,3	2,5	2,7
Затраты на устройство каркаса и перекрытий, руб.:			
на стройке	0,54	—	—
→ заводе	0,34	—	—

показатель расхода бетона на перекрытия объясняется применением ребристого настила (типа ТТ), который требует на большей части объектов культурно-бытового назначения устройства подшивных потолков, значительно ухудшающих этот показатель (подшивные потолки в сравнительный анализ не включены).

Сравнение с серий ИИ-04 показывает также преимущества унифицированного каркаса при решении большего круга задач, и соответственно возрастание общего эффекта.

Повышенный расход бетона на перекрытия унифицированного каркаса по сравнению с расходом бетона в серии ИИ-04 объясняется технологическими особенностями сложившегося в 60-е годы производства настилов на предприятиях Главмоспромстройматериалов. В последующем, при модернизации производства настилов показатели расхода бетона на перекрытия были сближены с серией ИИ-04.

При сопоставлении не учитывались относительно ограниченные возможности телецентровского каркаса и серии ИИ-04, что при переводе на массовое строительство изделий с широким диапазоном решения функциональных, архитектурно-планировочных и инженерно-технических задач создает дополнительный и весьма существенный экономический (и социальный) эффект, при использовании унифицированного каркаса, который по своим объемно-планировочным возможностям шире всех известных в настоящее время инженерно-технических систем.

Техничко-экономические показатели унифицированного каркаса КМС сближаются с показателями серии ИИ-04 при сопоставлении выполненных на их основе зданий малой и средней этажности и значительно улучшаются в зданиях высотой 12—16 и более этажей.

В дополнение к технико-экономическим показателям унифицированного каркаса и серии ИИ-04 в табл. 8.3 показаны различия этих двух систем.

Таблица 8.3. Таблица различий систем КМС и ИИ-04

КМС	ИИ-04	Примечания
Пролеты ригелей через 0,6 м и перекрытий через 0,6 и 1,2 м	Пролеты только 3 и 6 м	Большие объемно-планировочные возможности КМС, а также экономический эффект в решении функциональных задач
Наружные стены на отnose от колонн с опиранием на перекрытия	Наружные стены навесные вплотную к колоннам	Возможность решения инженерного оборудования в КМС скрытым, особенно при горизонтальных разводках, надежность опирания, улучшенная звукоизоляция
Связевая система	Переход от рамной системы к связевой по аналогии с КМС	—
Наружные стены с четвертями для столярки и надежности стыков	Плоские торцы наружных стен	Повышение водонепроницаемости наружных ограждений в системе КМС, облегчение условий монтажа ограждений
Стык колонн с ванной сваркой арматуры	Переход с платформенного стыка на стык по системе КМС	—
Диафрагмы жесткости полносборные без замоноличивания	Диафрагмы жесткости с замоноличиванием горизонтального стыка	Снижение постройной трудоемкости в системе КМС
Лестничный марш плоский	Лестничный марш ребристый	Повышение эстетических качеств зданий в системе КМС
Решение значительного круга задач в области планировочных решений, объектов, инженерно-технических и функциональных задач	Суженное решение задач	—

В последующем унифицированный каркас начал применяться и для производственных зданий, что позволило получить значительный технико-экономический эффект по сравнению с применявшимися ранее сериями ИИ-60 и ИИ-70 (табл. 8.4). Как видно из табл. 8.4, унифицированный каркас имеет значительно более высокие монтажные характеристики.

В последующем сборные железобетонные конструкции для строительства многоэтажных зданий начали развиваться и за рубежом.

Экономичность сборных железобетонных конструкций в зарубежном строительстве в значительной степени определяется применением усовершенствованной технологии заводского изготовления. При этом существенными преимуществами обладают унифицированные элементы, позволяющие обеспечить максимальную оборо-

Таблица 8.4. Техничко-экономические показатели монтажа сборных железобетонных конструкций различных серий (на 1 м² общей площади)

Показатели	ИИ-60	ИИ-70	КМС
Себестоимость, руб.	47,82	57,7	37,2
Трудоемкость, чел.-дн.	4,35	5,1	3,23
Удельные капиталовложения (без учета стоимости монтажа крана), руб.	44,6	58	41,4
Расход электроэнергии, кВт·ч	167	241	167

Примечание. Показатели приведены для условий монтажа каркасов в групповых кондукторах.

чиваемость опалубочных форм, ввести автоматизацию технологических процессов, применить высокоэффективные способы формования изделий, обеспечить надежный контроль качества изготовления.

Показатели трудовых затрат при возведении сборных железобетонных каркасов колеблются в широких пределах в зависимости от различных факторов, характеризующих уровень организации строительных работ, конструктивных особенностей и этажности здания. Например, трудовые затраты при монтаже унифицирован-

Таблица 8.5. Техничко-экономические показатели унифицированных каркасных систем, применяемых за рубежом (на 1000 м³ строительного объема)

Конструкции	Стоимость, тыс. крон.	Масса, т	Трудовые затраты, чел.-ч		Расход стали, кг	
			на строительной площадке	общие	фактический	приведенный
Система S1.2 STU						
Колонны	9	12,3	28,2	54,2	529	1 145
Ригели и плиты	79,6	132,6	82,3	271,9	4453	16 117
Лестницы	2,1	4,2	3,7	13	68	107
Всего	90,7	149,1	114,2	339,1	5050	17 369
Система S1.3 STU						
Колонны	9,7	16,6	22,6	96,4	685	1 485
Ригели и плиты	63,2	105,2	58,9	198,5	3583**	12 768
Лестницы	3,7	7,6	7,4	21,8	136	240
Всего	76,6	129,4	88,9	316,7	4404	14 493

* Расход стали определен приведением фактического расхода стали различных классов к стали класса А-1.

** Кроме указанного израсходовано еще 1440 кг стальных арматурных канатов на 1000 м³ строительного объема здания.

ных каркасов применительно к одноэтажному зданию составляет 0,16 чел.-ч на 1 м² площади, а при монтаже унифицированных каркасов применительно к 19-этажному зданию — 0,92 чел.-ч на 1 м².

В табл. 8.5 представлены технико-экономические показатели унифицированных каркасных систем, являющиеся характерными для многоэтажных зданий со сборным унифицированным каркасом.

Техничко-экономические показатели каркаса системы S1.2STU получены применительно к типовому школьному зданию, а системы S1.3STU — применительно к четырехэтажному производственному зданию размером в плане 54×36 м, с сеткой колонн 6×9 и 6×6 м.

Следует отметить, что в зарубежном строительстве широко используется такая возможность повышения экономической эффективности сборных железобетонных каркасных конструкций многоэтажных зданий, как применение их в сочетании с новейшими легкими конструкциями навесных стен из многослойных панелей с эффективным утеплителем и тонкостенными обшивками. В целом применение сборных железобетонных каркасных конструкций за рубежом также позволяет почти в 2 раза сократить расход стали, в 1,5 раза уменьшить трудовые затраты и на 20 % снизить стоимость строительства по сравнению с традиционным стальным каркасом.

Как видно из табл. 8.5, показатели зарубежных узкоориентированных систем близки к показателям унифицированного каркаса.

В связи со строительством многоэтажных жилых домов из изделий унифицированного каркаса, особенно для ответственных районов города (просп. Калинина, микрорайон «Лебедь», Ленинский проспект), возникла необходимость их технико-экономического сопоставления с крупнопанельными и другими, распространенными для жилищного строительства.

Техничко-экономические показатели жилых домов (с первыми жилыми этажами) различных конструктивных схем приведены в табл. 8.6.

Показатели затрат труда на строительной площадке по всем бескаркасным схемам жилых домов достаточно близки.

Конструктивная схема с полным каркасом по показателям сметной стоимости и по приведенным затратам дает удорожание на 10 % по сравнению со схемой с узким шагом поперечных несущих стен. Затраты труда на возведение каркасных домов повышаются более чем на 40 %, расход стали приближается к крупнопанельным схемам с широким шагом.

Указанные обстоятельства привели к значительному ограничению строительства каркасно-панельных жилых домов до 100 тыс. м² полезной площади в год. При этом они возводятся на ответственных в градостроительном отношении участках, позволяя индивидуализировать застройку.

В последнее время роль каркасных домов в жилищном строительстве несколько повышается. Это связано с двумя обстоятельствами: отсутствием свободных территорий для массовой застройки

Таблица 8.6. Техничко-экономические показатели по надземной части жилых домов 16 и 17 этажей на 1 м² жилой площади

Конструктивная схема	Серия проекта	Число этажей	Сметная стоимость, руб.	Трудовые затраты, чел.-дн.			Расход материалов			Число типоразмеров сборных элементов
				всего	в том числе		стали, кг	цемента, кг	сборного железобетона, м ³	
					на заводе	на площадке				
Крупноблочная	П-18	16	170	6,3	1,6	4,7	59	375	1,1	180
Панельная с узким шагом	П-57	17	159	4,9	2,2	2,7	60	320	0,82	140
Панельная с широким шагом	М-10	17	180	5,2	2,4	2,8	65	280	0,75	65
Панельная со смешанным шагом	П-60	16	185	—	—	—	63	310	0,83	170
Каркасная	МГ-601Д	16	154	5,85	2,15	3,7	63	245	0,48	148
Каркасная на унифицированном каркасе	—	17	185	6	2,2	3,8	69	250	0,55	110

и необходимостью возведения зданий в условиях исторической застройки.

В этих условиях к зданиям предъявляются повышенные требования по индивидуализации облика, соответствию архитектуре сложившейся застройки, которые могут быть реализованы в каркасно-панельных жилых домах. Кроме того, рост этажности жилых домов, связанный с необходимостью уплотнения застройки, ограничивает применение крупнопанельных систем, поскольку платформенный стык соединения несущих элементов способен выдерживать напряжение до 1400 кН/м², что соответствует этажности жилых домов 22—25 этажей.

Второе обстоятельство — необходимость создания встроенных и встроенно-пристроенных в первые этажи жилых домов предприятий обслуживания населения. Создание «столов» под крупнопанельными жилыми домами для организации этих служб значительно снижает их технико-экономические показатели. В частности, удельные расходы стали по крупнопанельным жилым домам на «столах» приближаются к расходу стали в каркасно-панельных жилых домах, в которых не требуется специальные мероприятия для организации первых нежилых этажей. Так, приведенный расход стали по каркасному дому составляет 78 кг/м², по крупнопанельным 16-этажным жилым домам со «столом» — 83 кг/м² (табл. 8.7.), а по нормам расхода материалов (СН 445-77) 65 + 25 = 90 кг/м², где 25 кг/м² — расход стали на организацию «сто-

Таблица 8.7. Показатели расхода стали, бетона и данные по трудоемкости возведения многоэтажных домов каркасной и панельной конструкции

Тип дома	Число этажей	Расход материалов на 1 м ² жилой площади		Трудоемкость (построечная), чел.-дн. на 1 м ² жилой площади
		стали, кг	бетона, м ³	
Панельный типа ПЗ/16 с каркасным решением 1-го этажа с узким шагом опор	16	60	0,82	2,7
		83	0,85	3,3
Панельный типа ПЗ/16 с каркасным решением 1-го этажа с широким шагом опор	16	60	0,82	2,7
		92	0,88	3,7
Каркасный, на основе унифицированного каркаса с магазином на 1-м этаже	16	73	0,7	3,5
		78	0,73	3,8

Примечания: 1. Показатели расхода стали, бетона и трудоемкости приведены в виде дроби: в числителе — на жилую часть дома (без первого этажа); в знаменателе — на все здание в целом (без фундамента).

2. В показатели расхода бетона включен также объем керамзитобетонных наружных ограждений.

ла». Расход цемента на 1 м² каркасно-панельных домов составляет 0,29 т, крупнопанельных — 0,39 т.

В оценке технико-экономических показателей системы важное значение имеют производственные показатели, одним из которых является тиражность выпускаемых изделий.

За годы седьмой-восьмой пятилеток в Москве увеличение числа марок выпускаемых железобетонных изделий постоянно обгоняло рост объема выпуска железобетона, что, не улучшая существенно архитектуры застройки и облика домов, снижало такой важнейший показатель специализации производства, как серийность основной единицы выпуска — марки.

За период 1961—1969 гг. серийность марки по промышленности сборного железобетона Главмоспромстройматериалов сократилось с 2,3 тыс. до 1,2 тыс. м³, т. е. почти вдвое. Действие этого фактора повлекло за собой повышение себестоимости 1 м³ сборного железобетона на 4,4 руб., затрат на 1 руб. товарной продукции — на 5,3 коп, снижение рентабельности — на 4,6 % и производительности труда на 47,9 усл.м³, или на 12 %.

Сокращение серийности выпускаемых заводами марок изделий сводило к минимуму эффект от специализации производства. Перевод промышленности на производство унифицированных изделий дал возможность существенно изменить это положение.

На основании данных заводов железобетонных изделий Главмоспромстройматериалов установлены следующие корреляционные зависимости (разработанные КТБ Мосоргстройматериалы) пока-

зателей эффективности производства от показателей серийности марки X:

$$\begin{aligned} \text{себестоимость выпуска 1 м}^3 \text{ сборного} \\ \text{железобетона } U_1, \text{ руб.} & \dots \dots \dots U_1 = 39,4 - 4X; \text{ (8.1)} \\ \text{производительность труда } U_2, \text{ усл. м}^3 & \dots \dots \dots U_2 = 272,5 + 43,5X; \text{ (8.2)} \\ \text{уровень рентабельности } U_3, \% & \dots \dots \dots U_3 = 11,4 + 4,2X. \text{ (8.3)} \end{aligned}$$

Как показал расчет, выполненный по формуле (8.1), проектирование новых улучшенных типов крупнопанельных и каркасных домов по старой системе привело бы к увеличению годовой себестоимости выпуска изделий в целом по Москве на 14,3 млн.руб. Одновременно потребовалось бы для реконструкции московских заводов с целью организации на них выпуска изделий домов новых серий 125,6 млн.руб. капитальных вложений, что в свою очередь привело бы к дополнительному росту себестоимости, связанному с увеличением на 26 млн.руб. эксплуатационных расходов по содержанию оборудования.

По данным Научно-исследовательского института экономики строительства Госстроя СССР, влияние тиражности изделий на уровень их себестоимости характеризуется следующими данными:

Средний размер партий, м ³	Более				
	5000	2000—5000	200—2000	100—200	До 100
Затраты на 1 руб. товарной продукции, коп.	80—87	90—94	94—96	97—99	101—103

Внедрение каталога и его раздела «Унифицированный каркас» позволило снизить заводскую себестоимость благодаря резкому увеличению тиражности однотипных изделий, стабильности их выпуска и прекращения производства индивидуальных конструкций, не основанных на общей системе каталога. В свою очередь, это открывает путь для дальнейшей специализации и унификации поточных линий, а следовательно, автоматизации и совершенствования технологии производства строительных изделий, для эффективного использования заводского оборудования в течение всего амортизационного срока, т.е. для наиболее полного использования капиталовложений.

ГлавАПУ Москвы совместно с Главмоспромстройматериалами и Главмосстроем проведена работа по выявлению экономического критерия для комплексной оценки эффективности, достигаемой от унификации в результате внедрения каталога. Расчеты показали, что в результате отвоения каталога может быть достигнуто снижение стоимости изготавливаемых изделий на 5—8 %, в том числе за счет:

увеличения тиражности выпускаемых изделий путем исключения дублирующих комплектов изделий;

стабильности применяемых типов железобетонных конструкций и деталей. Частые изменения номенклатуры выпуска изделий при современных объемах и технологической оснащенности производ-

ства вызвали бы переоснастку технологических линий, в том числе формующего оборудования, изменение габаритов камер тепловлажностной обработки и т.д., что требовало бы больших затрат и непроизводительных расходов. Их сокращение позволило снизить себестоимость в среднем на 1—2 %;

специализации и кооперации производства, повышения степени использования основных фондов, улучшения качества продукции, повышения производительности труда, что в конечном счете приведет к снижению себестоимости продукции на 3—4 %;

совершенствования технологии производства, предопределенного перечисленными выше факторами и позволяющего достичь экономии сырья и материалов за счет выпуска изделий с минимальными допусками по размеру и массе и тем самым снизить общий уровень себестоимости на 1,5—2 %.

При размещении производства изделий унифицированного каркаса рост серийности марки в среднем по промышленности Главмоспромстройматериалов составил 5950 м³, т.е. возрос в последние годы в 11,5 раза, что снизило себестоимость 1 м³ сборного железобетона в промышленности на 2 руб. 40 коп. На весь объем производства сборного железобетона снижение себестоимости составило 12,47 млн. руб.

На конец десятой пятилетки в результате внедрения унифицированного каркаса себестоимость продукции Главмоспромстройматериалов достигла рекордно низкого уровня, характеризуемого данными табл. 8.8.

Среднегодовая выработка на московских предприятиях в расчете на одного рабочего составила 345 м³— в 1,8 раза выше, чем в среднем по отрасли. Себестоимость изделий при этом снижена на 20 %.

Внедрение новых конвейерных линий и, в частности, на комбинате ЖБИ-2 позволило уменьшить численность рабочих на 30 %, металлоемкость форм на 40 %, расход цемента на 20 %, содержание и эксплуатацию оборудования на 40 % по сравнению с линиями, выпускающими аналогичную продукцию.

Дополнительный эффект от внедрения унифицированного каркаса достигается также благодаря специализации и унификации процессов возведения зданий, внедрению монолитного железобетона в систему конструкций и, в частности, для ядер жесткости; эко-

Таблица 8.8. Себестоимость и трудоемкость комплекта конструкций для унифицированного каркаса, выпускаемого предприятиями Главмоспромстройматериалов и предприятиями страны

Показатели	ГМПСМ		Другие предприятия	
	1 м ³ изделий	1 м ² площади	1 м ³ изделий	1 м ² площади
Себестоимость, руб.	44—30	19—22	58—24	24—99
Трудоемкость, чел.-ч	6,97	2,9	8,83	3,89

номии металла на формах для производства изделий, экономии городских территорий за счет повышения этажности зданий и размещения предприятий обслуживания в первых этажах жилых домов; сокращению времени на проектирование, уменьшению его трудоемкости, внедрению ЭВМ во все звенья строительного производства.

Глава 9. ПУТИ ДАЛЬНЕЙШЕГО СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ И РАЗВИТИЯ УНИФИЦИРОВАННОГО КАРКАСА

Практика проектирования и строительства определила два основных направления дальнейшего совершенствования и развития унифицированного каркаса. Это — прежде всего развитие и совершенствование системы конструкций, включающих расширение областей применения каркаса, слияние его с другими, в частности крупнопанельными, системами. Вторым направлением является совершенствование отдельных решений в области проектирования, производства и строительства на основе достижений научно-технического прогресса.

В первом из направлений наметились следующие проблемы:

слияние с крупнопанельной системой конструкций, разработанной для зданий культурно-бытового назначения;

внедрение скрытого каркаса в строительство многоэтажных зданий с повторяющейся ячеистой структурой верхних этажей;

разработка и внедрение системы безригельных перекрытий для зданий с особыми требованиями технологии и в первую очередь для зданий производственного назначения с большими нагрузками на перекрытия;

разработка комбинированных панельно-каркасных систем — каркасных унифицированных столов для крупнопанельных зданий в целях образования первых нежилых этажей для размещения крупных торговых и других предприятий обслуживания населения.

1. СЛИЯНИЕ КАРКАСНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С КРУПНОПАНЕЛЬНОЙ СИСТЕМОЙ ДЛЯ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНО-БЫТОВОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Ежегодно в Москве возводится более 1 млн. м² полезной площади зданий культурно-бытового назначения, из них около 600 тыс. м² приходится на здания высотой от 2 до 7 этажей, обладающих повторяющейся мелкой и среднеячеистой объемно-планировочной структурой (школы, детские дошкольные учреждения, профтехучилища, поликлиники, больничные корпуса и др.) с высотой этажа 3,3 м.

Однако уровень индустриализации этого вида строительства значительно отставал от жилищного: в качестве основных конструкций здесь применялись керамзитобетонные и силикатобетонные блоки, кирпич, а также случайные элементы каркасных конструкций.

Указанные технические решения требовали выполнения большого объема отделочных работ в условиях строительной площадки, а мелкие размеры большинства монтируемых конструкций и деталей здания увеличивали сроки строительства, а также ограничивали возможность создания полноценных в градостроительном отношении и законченных по архитектурно-художественному решению жилых районов.

Необходимость повышения уровня индустриализации объектов культурно-бытового назначения привела к разработке новой системы конструкций с высотой этажа 3,3 м, входящих в состав единого каталога. Такой системой, использующей принципы построения крупнопанельных систем для жилищного строительства и органически сочетающейся с унифицированным каркасом, стала система крупнопанельных конструкций разработанная МНИИТЭПом на основе научных, экспериментальных и проектных работ.

Производство конструкций освоено Московским государственным строительным проектно-исследовательским объединением № 2 Главмосстроя и предприятиями Главмоспромстройматериалов.

В качестве укрупненного планировочного модуля принят М 600 мм и систематизированный ряд модульных размеров 600, 1200, 1800, 2400, 3000, 3600, 4200, 4800, 5400, 6000, 6600, 7200, 7800, 9000, 12000, 15000 мм. Конструктивная схема зданий формируется в зависимости от их функционального назначения с продольными или поперечными несущими конструкциями, которые при необходимости могут применяться в одном здании.

Панели внутренних несущих стен в первоначальном варианте приняты толщиной 140 и 180 мм с контактным стыком и с полками для опирания панелей перекрытий толщиной 220 мм при широком шаге несущих поперечных и продольных стен и без полок для платформенного опирания перекрытий толщиной 140 мм при узком шаге несущих поперечных стен до 4,2 м (рис. 9.1). Большим преимуществом этого решения является возможность использования более 40 % изделий каркасно-панельных зданий.

В случае необходимости поперечные несущие панельные стены могут быть заменены каркасом.

Наружные стены приняты в виде керамзитобетонных панелей типа «бублик».

Принцип образования номенклатуры предусматривает две группы конструкций. К первой относятся изделия, типизация и унификация которых доведена до очень высокой степени, поскольку они не зависят от различной объемно-планировочной структуры и функционального назначения зданий (школы, детские сады и др.). К таким изделиям относятся несущие конструкции остова здания, составляющие 60—70 % всей номенклатуры изделий. Ко второй группе относятся систематизированные комплекты изделий, определяющие облик здания. Степень их типизации и унификации определяется необходимым разнообразием и эстетическими требованиями к фасадам.

Сводная номенклатура изделий содержит 760 марок и включает

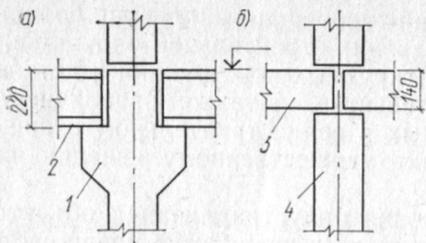


Рис. 9.1. Основной узел панельной конструкции — опирание элементов перекрытия на несущие стены

а — контактный стык; б — платформенный стык; 1 — панели несущих стен с консолями (полками) для опирания перекрытий; 2 — настилы перекрытия; 3 — плоские панели перекрытия; 4 — плоские панели несущих стен

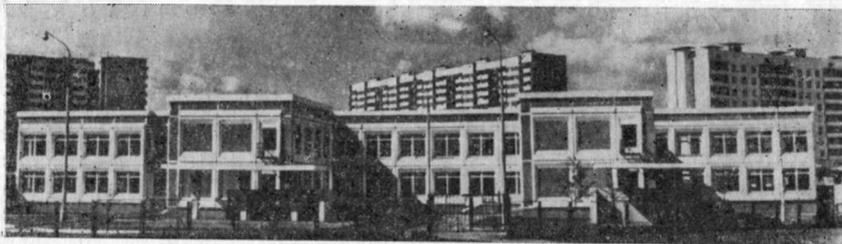


Рис. 9.2. Детский сад панельной конструкции



Рис. 9.3. Школа панельно-каркасной конструкции

изделия для наружных и внутренних стен подземной и надземной частей здания, изделия для промышленных кровель, инженерного обеспечения зданий (сантехкабины, вентиляционные блоки, короба и т. п.), внешнего благоустройства территории.

Таблица 9.1. Основные технико-экономические показатели по проектам школ и детских дошкольных учреждений

Наименование	Общая стоимость		Стоимость строймонтажа		Уровень сборности, %	Показатели на 1 место				
	на 1 место, руб.	на 1 м ² общей площади, руб.	на 1 место, руб.	на 1 м ² общей площади, руб.		число монтажных элементов	трудоемкость, чел.-дн	стали, кг	бетона, м ³	
Общеобразовательные школы:										
крупноблочная на 1000 учащихся	579	134	465	108	55	9,39	18,24	159,8	4,85	
каркасная на 1176 учащихся	897	154	747	129	60	5,58	9,72	382	3,44	
панельная на 1176 учащихся	854	136	706	114	65	4,15	8,3	251	4,04	
Детские дошкольные учреждения:										
крупноблочное на 250 мест	1175	169	1036	149	60	13,90	33,9	424	10,6	
кирпично-блочное на 280 мест	1316	174	1167	149	60	14,5	20,4	388	9,17	
панельное на 280 мест	1255	160	1118	143	65	10,6	14,3	356,4	6,52	

На основе разработанной системы созданы типовые проекты зданий детских садов (рис. 9.2), школ на 20, 30 и 40 классов (рис. 9.3), учебного корпуса для ПТУ на 480, 720, 920 и 1200 учащихся, поликлиник и больничных корпусов, комбинатов бытового обслуживания и ряда других зданий.

Эффективность предложенной крупнопанельной системы конструкций в сочетании с унифицированным каркасом по сравнению с ранее применявшимися крупноблочными или чисто каркасными конструкциями иллюстрируется табл. 9.1.

Внедрение крупнопанельных конструкций в сочетании с каркасными в этот вид строительства расширяет возможности каталога, позволяет резко сократить трудоемкость, сроки строительства и снизить расход металла, повысить культуру производства на заводах и в строительстве.

2. СКРЫТЫЙ КАРКАС

Опыт проектирования и строительства многоэтажных зданий в Москве показал, что при наличии первых встроенных нежилых этажей построчная трудоемкость зданий крупнопанельной системы приближается к трудоемкости каркасно-панельной при повыше-

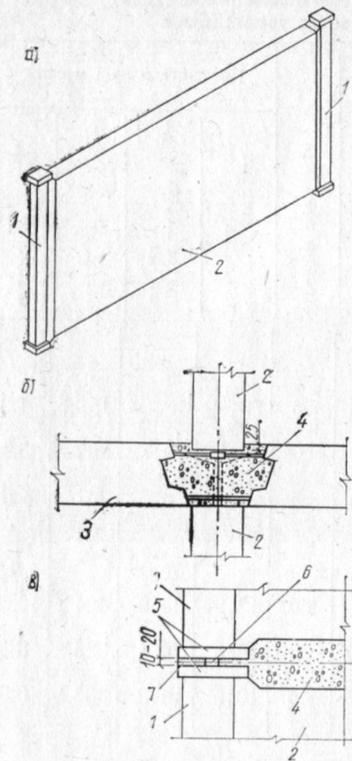


Рис. 9.4. Панель со «скрытым» каркасом

а — общий вид; б — контактный стык стеновых панелей; в — стык стальных элементов; 1 — стальной сердечник; 2 — железобетонная панель; 3 — панель перекрытия; 4 — бетон замоноличивания; 5 — стальные опорные плиты; 6 — стальная прокладка; 7 — цементно-песчаная паста

нии на 15—25% расхода основных материалов. Главной причиной этого является сложность конструкций так называемых столов, экономически эффективное решение которых для создания относительно свободных пространств в первых этажах до настоящего времени не найдено.

В связи с этим возникла необходимость в новых конструктивных решениях многоэтажных зданий, в которых сочетались бы достоинства крупнопанельных и каркасных схем. К таким новым разработкам можно отнести систему скрытого каркаса.

Термин «скрытый каркас», а точнее «скрытая колонна» означает, что габариты колонны не выступают за пределы ширины панелей. Существование этой конструкции заключается в несущих наружных и внутренних панелях, изготовляемых из легкого или тяжелого бетона и включающих бортовые элементы из профильного металла (рис. 9.4, а, б). На строительной площадке при установке в проектное положение торцы панелей сваривают, при этом образуются металлические стойки составного сечения, скрытые в теле продольных и поперечных стен.

Один из вариантов такого решения — панель с заделанным в нее элементом колонны из профильного металла, который воспринимает определенную часть вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Так как изделия со скрытым каркасом не могут иметь высокую гочность, свойственную стальным конструкциям, предложен проект стыка панелей нового типа — растворный (рис. 9.4, в).

В нижних этажах панели могут опираться непосредственно на колонны, причем, в отличие от существующих конструктивных схем, усилие с верхних этажей на нижний каркас передается не только через панели, но и непосредственно через скрытые колонны. Тем самым упрощается и облегчается передача усилий.

Предварительные расчеты показали, что при нагрузках, характерных для многоэтажных жилых домов и гостиниц, вариант панельного здания со скрытыми колоннами по сравнению с каркасно-панельным приводит к уменьшению расхода материалов и тру-

довых затрат, в частности на 1 м² площади экспериментального здания расходуется стали на 12 кг и цемента на 16 кг меньше, снижается также трудоемкость. При изготовлении 1000 м³ панелей нового типа достигается экономия 25 т высокопрочной стержневой арматуры. Трудовые затраты снижаются на 50 чел.-дн., себестоимость — на 4,65 тыс. руб.

Предполагается, что на основе скрытого каркаса можно будет создавать в зависимости от конкретных условий:

крупнопанельные жилые дома в 30—40 этажей; повышение этажности при этом возможно благодаря включению в работу на вертикальные и горизонтальные нагрузки элементов скрытых колонн, в результате чего возрастание нагрузок не приводит к резкому увеличению толщины несущих стен и перерасходу материалов;

жилые дома со встроенными в первый этаж общественными помещениями; в этом случае передача нагрузки с несущих панелей на колонны первого этажа не требует устройства дополнительных сложных конструкций в виде столов, а стыкование «скрытых» колонн с открытыми осуществляется с помощью типовых узлов;

жилые и общественные здания каркасной структуры, в которых роль ригеля выполняют несущие панели; в этом случае, как и в каркасных зданиях, вся вертикальная нагрузка передается через скрытые колонны, а панельная часть несущей конструкции воспринимает нагрузку только одного этажа; достоинство этой схемы в возможности увеличения пролетов между несущими конструкциями, создание зальных помещений; в то же время по сравнению с известными каркасными системами уменьшается расход основных материалов;

здания со смешанной схемой, в которых верхние этажи могут работать по панельному принципу, а нижние — по каркасному, при этом несущие элементы изготавливаются по единой технологии на одной производственной базе с уменьшением числа типоразмеров изделий; таким образом, появляется возможность создать единую номенклатуру изделий жилых и некоторых типов общественных зданий.

Вместе с тем до начала возведения многоэтажных зданий со скрытым каркасом необходимы дальнейшие лабораторные и натурные исследования с целью определения прочностных и в ряде случаев теплофизических характеристик изделий и узлов, а также уточнения технико-экономических показателей опытного строительства по сравнению с традиционными конструктивными решениями.

Наиболее важными вопросами, связанными с созданием и введением скрытого каркаса, являются: определение взаимодействия между железобетонными панелями и скрытой колонной при передаче на панели вертикальных и горизонтальных нагрузок, в том числе и длительно действующих; установление деформативности элементов и их соединений для выявления возможности расчета панели и колонны с использованием полных расчетных сопротивлений материалов; определение прочности и деформативности соединений скрытых колонн и комплексного стыка панелей.



Рис. 9.5. Экспериментальное здание со «скрытым» каркасом

С целью выявления деформативности растворных швов в стыках скрытого каркаса МНИИТЭП в 1977 г. выполнены исследования, которые показали, что деформативность растворных швов (особенно в натуральных условиях) может колебаться в довольно широких пределах, что необходимо учитывать при расчете зданий.

Податливость растворных швов стальных элементов (при отсутствии выкрашивания периферийной зоны и превышении максимальными напряжениями предела текучести стали) связана с напряжениями зависимостью:

$$\sigma = k\Delta/\delta, \quad (9.1)$$

откуда

$$\lambda = \Delta/\sigma = (1/k)\delta = \alpha\delta, \quad (9.2)$$

где σ — среднее напряжение в шве; λ — податливость растворного шва; k — коэффициент жесткости растворного шва; α — коэффициент податливости растворного шва.

На основе дальнейших исследований и технико-экономических обоснований должна быть определена область применения конструкций со скрытым каркасом, разработаны рекомендации по проектированию, отработаны методы изготовления и монтажа изделий.

В 1976 г. на 2-й Поклонной улице по проекту ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов выстроено экспериментальное общественное здание со скрытым каркасом (рис. 9.5). Поперечные панели со скрытым каркасом расположены с шагом 3,6 и 7,2 м. Наружные стеновые панели высотой на два этажа. Плиты перекрытий, сплошные, пролетом 7,2 м с опиранием на внутренние панели. Все остальные изделия приняты по номенклатуре, выпускаемой предприятиями Главмоспромстройматериалов.

Натурный эксперимент показал технологичность конструкций в изготовлении и монтаже, возможность выпуска изделий на серийном технологическом оборудовании. В то же время возник ряд дополнительных проблем, главным образом связанных с точностью изготовления изделий и допусками, а также с конструкцией стыка.

Одним из вариантов 25-этажных жилых домов в экспериментальном жилом районе Чертаново-Северное был вариант со скрытым каркасом. Отличительная особенность проектного решения этих зданий — сочетание монолитных ядер жесткости со скрытым каркасом. При этом первые этажи представляли собой каркасную схему, следующие 5—8 этажей — скрытый каркас и вышележащие — крупнопанельную схему.

Успешное выполнение всех исследовательских работ, расширение строительства экспериментальных объектов должно дать ответы на все возникающие вопросы и подготовить условия для массового строительства многоэтажных гражданских зданий с новым прогрессивным конструктивным решением.

3. БЕЗРИГЕЛЬНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

Объем строительства зданий с безбалочными перекрытиями в Москве составляет около 100 тыс. м² производственных площадей в год. В основном это здания пищевой промышленности, овощехранилища и др.

Начиная с 1976 г. ГлавАПУ Москвы совместно с Главмоспромстройматериалами и Главмоспромстроем ведет поисковые и научно-исследовательские работы по созданию конструкции безбалочных перекрытий в системе унифицированного каркаса, расширяя область применения унифицированного каркаса для тех видов строительства, где по технологическим требованиям необходимы перекрытия без выступающих вниз балок.

Анализ возможности использования в Москве уже разработанных конструкций и в первую очередь серии 1.420.1-14 ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, имеющей в сравнении с другими сериями наиболее высокие технико-экономические показатели, выявил, что принципиальная возможность сочетания в одном здании изделий унифицированного каркаса и указанных серий практически отсутствует. Кроме того, для освоения, в частности, серии 1.420.1-14 требуется изготовление, помимо изделий для безбалочных перекрытий, значительной номенклатуры колонн, наружных ограждающих конструкций и элементов внутреннего обустройства в до-

Таблица 9.2. Сопоставление технико-экономических показателей элементов перекрытий с гладкими потолками для безригельного каркаса для строительства промышленных предприятий Москвы

№ п.п.	Исходные условия, признаки и различия	Элементы перекрытий с гладкими потолками в системе унифицированного каркаса	Безригельный каркас серии 1.420.1-14
1	Модульное соответствие с номенклатурами ТК1-2-1 и ТК1-2-2 (унифицированный каркас):		
	а) соответствие системе модульной координации	+	—
	б) возможность стыковки в плане без промежуточных элементов безбалочных перекрытий с ригельными по ТК1-2-1	+	—
	в) возможность чередования без увеличения числа марок колонн в одном здании безбалочных и ригельных	+	—
2	Использование изделий номенклатур многоэтажных каркасных зданий ТК1-2-1 и ТК-2-2:		
	а) колонны	+	—
	б) панели наружных стен по ТК1-2-2	+	—
	в) элементы лестниц	+	—
	г) элементы шахт лифтов	+	+
	д) элементы сборных фундаментов	+	—
3	Технико-экономические показатели:		
	а) расход стали на 1 м ² перекрытия, кг: с учетом колонн	46,62	44,99
	без учета колонн	30,09	33,22
	б) расход бетона в см/м ² по приведенной толщине с учетом бетона колонн, всего	24,88	22,37
	в том числе:		
	сборного	23,58	21,3
	монолитного	1,3	1,07
	всего (без учета колонн)	21,33	18,14
	в том числе:		
	сборного	20,53	17,5
	монолитного	0,8	0,63
	в) приведенные затраты в промышленном производстве на 1 м ² , руб.	25,32	27,05
	г) удельные капитальные вложения на 1 м ² в промышленном производстве, руб.	2,90	4,90
	д) экономическая эффективность по приведенным затратам в промышленном производстве, руб/м ²	1,73	—
	е) расход сборных элементов, шт/м ²	0,09	0,15
	ж) трудоемкость монтажа, чел.-ч/м ²	0,61	0,78
	з) себестоимость монтажа, руб/м ²	2,16	2,55
	и) приведенные затраты строительства, руб/м ²	2,37	2,78
	к) экономическая эффективность по приведенным затратам в строительстве	0,41	—
	л) коэффициент технологичности монтажа	1,15	1,00

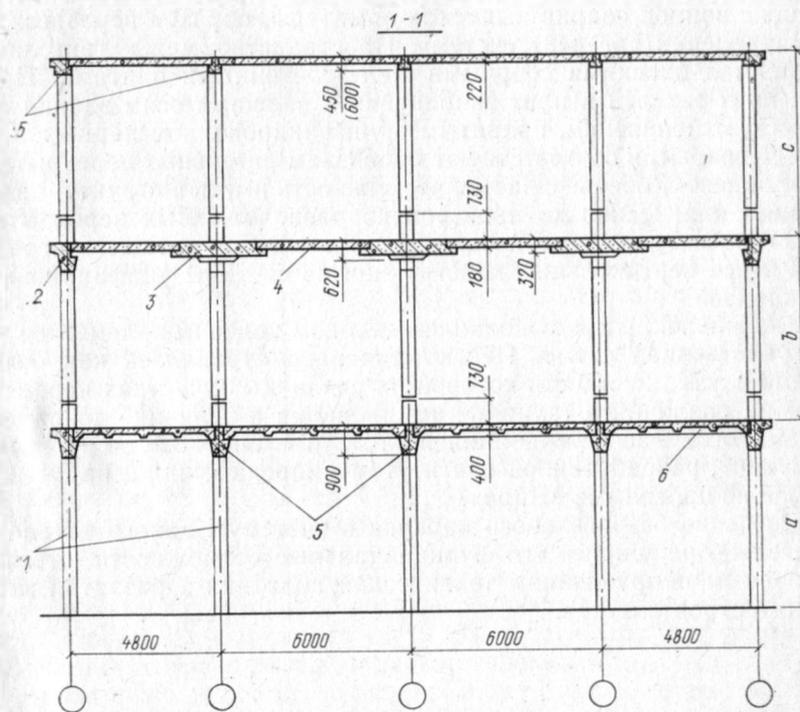
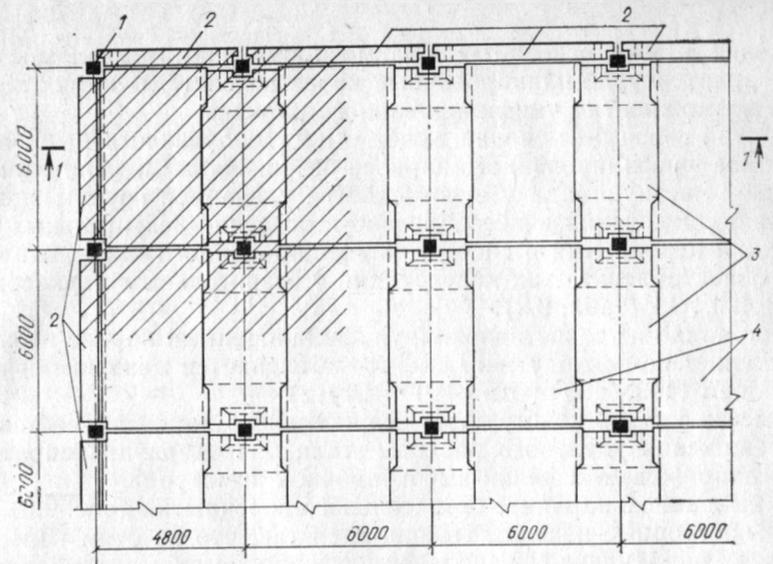


Рис. 9.6. Конструкция безригельного перекрытия (план и разрез)
 1 — колонны каркаса; 2 — контурный элемент — многопустотный настил; 3 — надколонная плита безригельного перекрытия; 4 — пролетная плита; 5 — ригели каркаса; 6 — ребристые плиты перекрытия; размеры: а, б — 3600, 4200, 4800, 6000 мм; с — 2400, 3000, 3300, 3600, 4200, 4800 мм

полнение к уже освоенным Главмоспромстройматериалами. При этом архитектурно-планировочные качества системы не соответствуют возможностям унифицированного каркаса.

В этой связи был сделан вывод о целесообразности разработки в составе унифицированного каркаса безригельных перекрытий, решающих частную задачу строительства указанной группы зданий.

Для определения целесообразности освоения безригельных конструкций перекрытий в системе унифицированного каркаса проведено сопоставление этих конструкций с безригельным каркасом серии 1.420.1-14 (табл. 9.2).

Как видно из сопоставления, унифицированный каркас несколько уступает по расходу металла, что объясняется меньшим сечением колонн (400×400 против 450×450 мм).

Вместе с тем в конструкции безригельного каркаса имеется резерв снижения удельного расхода стали благодаря предварительному напряжению изделий высокопрочной арматурой.

В выбранном варианте безригельного перекрытия (рис. 9.6) резка на сборные изделия выполняется так, что по осям колонн в одном из направлений располагаются широкие ригели с полукапителями у каждой из колонн. Ригели стыкуются между собой с помощью ванной сварки выпусков арматуры, образуя неразрезную (в направлении ригелей) систему. Пространство между ригелями заполняется плоскими сборными железобетонными плитами. Привязка плит-ригелей и плит заполнения к внешним осям здания соответствует привязкам, принятым в унифицированном каркасе. Отметки перекрытия соответствуют привязкам ригельных перекрытий. Таким образом, обеспечивается возможность иметь в структуре здания одно или несколько произвольно расположенных перекрытий безригельными, а также использовать элементы внешнего ограждения и все вертикальные конструкции из системы унифицированного каркаса.

Расчет перекрытия выполнялся методом конечных элементов по пространственной схеме. Перекрытие рассматривалось как ортотропная плита, жесткость которой на различных участках переменная из-за различий в толщине, армировании и величине действующего момента. Расчет выполнялся на ЭВМ «Минск-32» по программе «Супер», разработанной институтом Гипрохиммаш, и на ЭЦВМ ЕС-1033 по программе «Лира».

Включение безригельного каркаса в систему Единого каталога значительно расширяет его функциональные возможности, отвечает основным направлениям технической политики в развитии московского строительства.

4. СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ «СТОЛЫ» ПОД КРУПНОПАНЕЛЬНЫЕ ЖИЛЫЕ ДОМА

Как было сказано ранее, создание первых нежилых этажей в жилых крупнопанельных домах представляет важную социальную и сложную в техническом отношении задачу. Долгие годы не удавалось найти рациональную, экономически эффективную каркасную конструкцию первых нежилых этажей.

Одним из вариантов конструкций «стола», осуществленных в практике строительства крупнопанельных многоэтажных жилых домов из изделий каталога, явилась система сборно-монолитных однопролетных рам, устанавливаемых под каждой поперечной системой жилого дома. Ригель рамы высотой около 2,5 м, располагаемый в техническом этаже, состоял из двух элементов в форме перенятых треугольников. Основание треугольника воспринимает нагрузку от несущих панелей жилого дома, а вершина треугольника, опираясь на колонны, передает на них нагрузки. Для погашения возможных распорных усилий, возникающих при несимметричном загрузении жилой части дома, в уровне пола технического этажа устраивается сборное железобетонное перекрытие с монолитной набетонкой (рис. 9.7).

Статическая схема сооружения четкая, все несущие конструкции — сборные железобетонные из номенклатуры унифицированного каркаса, кроме конструкции ригеля. Указанные решения использованы при строительстве 22-этажных жилых домов по ул. Каштоянца и затем для 22-этажных домов в Чертанове-Северном.

В целях дальнейшего совершенствования конструктивной системы столов Моспроектом-1 в 1977—1979 гг. разработаны унифицированные конструкции сборно-монолитных «столов» с ориентацией на созданную в Москве фирму «Мосстройиндустрия», занимающуюся возведением конструкций из монолитного железобетона.

Система представляет собой связевую каркасно-панельную конструкцию подвала, первого (или нескольких нижних) и технического этажа с шагом 6×5,4 м, выполняемую из конструкций унифицированного каркаса, монолитной железобетонной плиты толщиной 670 мм, укладываемой по сборному перекрытию и сборной конструкции жилой части дома высотой до 16 этажей, устанавливаемой на монолитную плиту (рис. 9.8). На колонны в пределах высоты технического этажа устанавливаются специальные капителл, служащие опорой сборных железобетонных ригелей и настилов. Общая устойчивость конструкции нежилых этажей и восприятие горизонтальных нагрузок должны обеспечиваться совместной работой вертикальных диафрагм жесткости, располагаемых вокруг лестничных клеток и горизонтальных дисков перекрытий.

Важной особенностью каркасной конструкции первых нежилых этажей в крупнопанельном доме является прямая зависимость распределения усилий в колоннах от качества фундаментов и оснований.

Ввиду высокой жесткости панельных коробок жилых домов не-

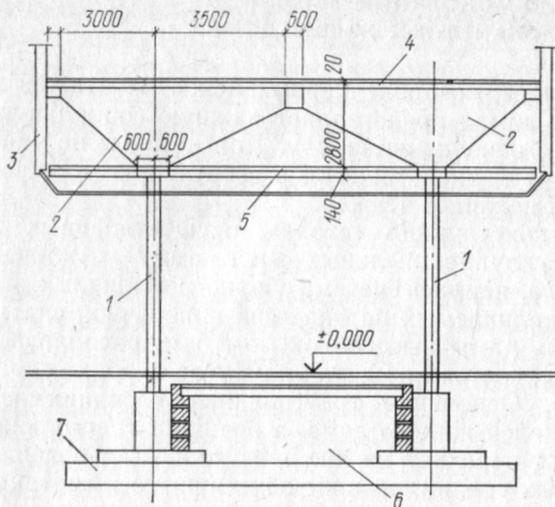
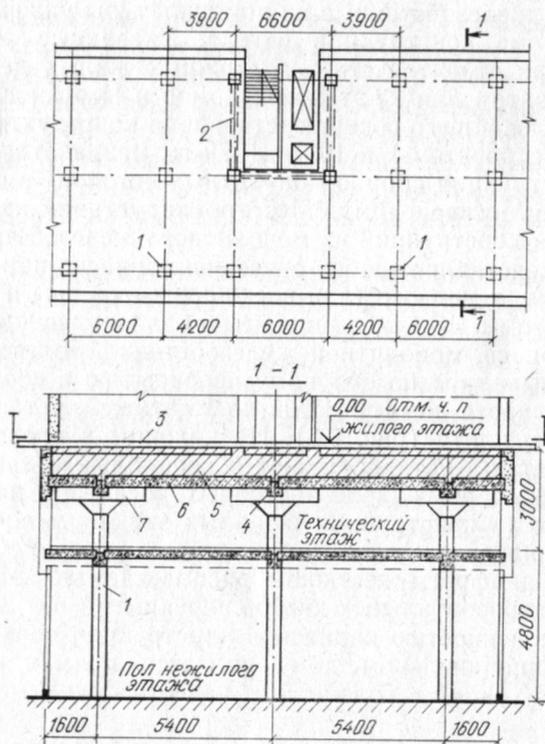


Рис. 9.7. Сборный железобетонный стол 22-этажного жилого дома

1 — колонны (стойки рамы);
2 — треугольный ригель рам;
3 — наружные стеновые панели; 4 — типовое перекрытие панельной части дома;
5 — сборное перекрытие с набетонкой; 6 — техническое подполье; 7 — фундаментная плита

Рис. 9.8. Сборно-монолитный стол 16-этажного жилого дома

1 — колонны; 2 — стены жесткости; 3 — плиты дома; 4 — ригели; 5 — монолитная плита; 6 — настил; 7 — капитель



равномерные осадки фундаментов могут вызвать существенные перераспределения усилий в колоннах. Учитывая это, фундаменты под панельные жилые здания с каркасными нижними этажами рекомендуется проектировать на свайном основании, при этом под всеми отдельно стоящими колоннами одинаковых сечений следует проектировать равнопрочные свайные кусты.

При однородных и слабосжимаемых основаниях возможно устройство фундаментов в виде сплошной плиты на естественном основании.

Разработанная система проектной документации для унифицированного сборно-монолитного стола включает все необходимые материалы для проектирования любых типов панельных секций с первыми нежилыми этажами, что характеризует систему конструкций как высокоуниверсальную.

5. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА И ТЕХНОЛОГИИ ИХ ИЗГОТОВЛЕНИЯ

Дальнейшее совершенствование элементов каркаса во многом определяется применением бетона повышенных марок из высокопрочных арматурных сталей.

По прогнозам НИИЖБ, к 2000 г. значительно увеличится прочность бетонов — обычными станут бетоны марок до М 700 включительно, а в ряде случаев марок М 800—М 1000 и выше. Возрастет объем применения легких и особо легких бетонов на пористых заполнителях для ограждающих и частично несущих конструкций.

Средняя плотность теплоизоляционного бетона составит 300 кг/м^3 , а прочность при сжатии 0,3—1 МПа; конструктивно-теплоизоляционного бетона, соответственно, 600 кг/м^3 и 3,5—15 МПа, а конструктивного легкого бетона — 1300 кг/м^3 и 15—40 МПа. Значительное развитие получают бетоны с добавками или на основе полимеров.

Будут применяться напрягаемые арматурные стали с временным сопротивлением 250 МПа, а затем и 3000—4000 МПа. Высокие механические свойства будут достигаться за счет легирования стали, термической обработки и холодного упрочнения.

Получат применение новые виды армирования — поверхностное (внешнее) и дисперсное (фибровое) с применением металлов и неметаллических материалов.

Применение указанных высокопрочных материалов позволит значительно повысить несущую способность каркасных конструкций, получить более эффективные конструктивные формы изделий, расширить строительство каркасно-панельных зданий высотой 30—40 и более этажей. Широко будут применяться неразрезные (на 4—6 этажей) преднапряженные колонны. В стыках сократится использование стальных закладных деталей и сварки, получат применение полимерные клеи и болтовые соединения. Масса каркаса снизится на 40—50 %, а перекрытий — на 25 % за счет более ра-

циональных конструктивных решений, в основном из преднапряженного железобетона.

Связевой каркас из железобетона будет сочетаться со сборными железобетонными преднапряженными плитами перекрытий пролетом до 18—20 м и навесными легкими стеновыми панелями.

Для многоэтажных зданий найдут широкое применение укрупненные сетки колонн — до 18×18 м, что создаст наилучшие условия для свободной, гибкой планировки, особенно ценной для крупных общественных и производственных зданий.

В связи со значительным увеличением этажности производственных зданий (до 16 и более этажей) схемы их каркасов будут решаться с использованием связевых диафрагм, жестких рамных узлов и неразрезных преднапряженных колонн. Перекрытия пролетом 9—18 м будут выполняться пустотными, преднапряженными. Появятся тонкостенные колонны открытого или закрытого профиля, которые будут изготавливаться прокаткой, центрифугированием или вибропротяжным способом из высокопрочных бетонов.

Основная масса изделий будет изготавливаться на заводах-автоматах, в связи с чем трудоемкость их производства должна снизиться в 2—3 раза и более. Предполагается преобладание конвейерной технологии, управляемой электронно-вычислительными машинами.

Широкое применение получают сверхжесткие смеси, которые будут уплотняться при помощи высокого давления (включая высокоэффективные ударные импульсы), вакуумирования и температуры при помощи электромагнитных воздействий. Соответственно резко снизится объем изделий, изготавливаемых вибрацией. Получит большее распространение технология изготовления изделий с немедленной распалубкой и без применения форм, что в 2,5—3 раза снизит потребность в формах, которые, как правило, будут изготавливаться из неметаллических материалов.

Высокий уровень готовности изделий заводского производства будет достигаться непосредственно в процессе производства за счет эффективных режимов формования элементов; расширятся архитектурные возможности благодаря использованию естественной фактуры бетона на основе белых и цветных цементов, применению синтетических отделочных материалов, наносимых набрызгом или путем наклейки рулонных материалов, использованию огневых средств для офактуривания фасадных конструкций и др.

Ускорение твердения бетона при заводском изготовлении изделий будет в основном осуществляться с применением комплексных методов, включающих тепловое, химическое и механическое воздействия.

Пропаривание, являющееся в настоящее время основным видом тепловой обработки, постепенно будет заменяться различными видами электротермообработки.

Получит развитие также технология производства с использованием особо быстротвердеющих цементов, не требующих тепловой обработки, в сочетании с химическими добавками, что позволит

получать требуемую прочность через 4—6 ч твердения при обычной температуре.

Должны быть созданы методы расчета высоких, а также протяженных зданий и сооружений по деформированной схеме, расчета пространственных конструкций из плоскостных элементов (ядер жесткости), методы расчета совместной работы сооружений с фундаментами, лежащими на податливом основании. В этих расчетах должны учитываться особенности бетона и железобетона (ползучесть, влажностные и температурные деформации, изменение жесткостных характеристик в связи с образованием трещин и т. п.).

Вероятностный подход к расчету сооружений и их проектированию должен быть существенно углублен и расширен путем исследования внешних воздействий, изменчивости прочностных, жесткостных и иных характеристик материалов, несовершенства конструктивных форм, податливости соединений и т. п., а также влияния этих факторов на эксплуатационные свойства и надежность конструкций. Все это должно учитываться при проектировании, а также найти отражение в методах строительного контроля, правилах приемки и эксплуатации сооружений.

Большинство расчетов должно быть разработано для использования ЭВМ. Должны быть широко освоены методы оптимизации конструкций и математического моделирования.

Научно-технический прогресс в области железобетона должен существенно повлиять и на унифицированный каркас, который должен развиваться с учетом новейших достижений науки и техники.

К первоочередным мероприятиям, намеченным к внедрению, относятся: увеличение этажности колонн до трех—пяти этажей; укрупнение панелей наружных ограждений, в том числе внедрение панелей типа «бублик»; повышение марок бетона и стали в колоннах и ригелях каркаса; упрощение узлов соединения конструктивных элементов; дальнейшая индустриализация внутреннего устройства зданий; улучшение теплотехнических качеств панелей наружных ограждений и т. д.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дыховичный Ю. А. Конструирование и расчет жилых и общественных зданий повышенной этажности.— М.: Стройиздат, 1970.
2. Дроздов П. Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов.— М.: Стройиздат, 1977.
3. Дроздов П. Ф., Себекин И. М. Проектирование крупнопанельных зданий.— М.: Стройиздат, 1966.
4. Шуллер В. Конструкции высотных зданий.— М.: Стройиздат, 1979.
5. Ханджи В. В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом.— М.: Стройиздат, 1977.
6. Розанов Н. П. Крупнопанельное домостроение.— М.: Стройиздат, 1982.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Введение	3
Глава 1. Новый метод индустриального строительства — система Единого каталога унифицированных изделий	7
1. Общие положения системы Единого каталога	7
2. Система типизации в унифицированном каркасе	14
3. Открытая типизация в строительстве зданий из унифицированного каркаса	43
Глава 2. Принципы проектирования зданий и сооружений на основе унифицированного каркаса	45
1. Принципы рациональной компоновки каркаса	45
2. Примеры многоэтажных зданий на основе унифицированного каркаса	54
Глава 3. Конструктивные элементы унифицированного каркаса и узлы их сопряжений	74
1. Колонны	74
2. Подколонники	99
3. Ригели	101
4. Диафрагмы жесткости	112
5. Перекрытия	124
6. Лестницы	130
7. Наружные ограждающие конструкции	132
8. Фундаменты	155
9. Штампованные закладные детали	170
Глава 4. Расчет зданий со связевым каркасом	175
1. Основные положения	175
2. Расчетные нагрузки и усилия	176
3. Деформации здания и ускорение собственных колебаний	182
4. Определение усилий в диафрагмах жесткости по упрощенной схеме	183
5. Проверка общей устойчивости	188
6. Строгие методы решения статической задачи	188
7. Проверка прочности диафрагм	190
8. Расчет дисков перекрытий	191
9. Расчет тяжелого каркаса	194
Глава 5. Производство сборных железобетонных и керамзитобетонных изделий унифицированного каркаса	201
1. Создание производственной базы	201
2. Технологические линии	201
3. Производство колонн	203
4. Производство ригелей	207
5. Производство диафрагм (стен жесткости)	209
6. Производство панелей перекрытий и лестничных маршей	211
7. Производство панелей наружных ограждений	212
8. Контроль и управление качеством продукции	214
9. Технологичность сборных железобетонных изделий	216
10. Повышение эффективности промышленного производства	220
11. Экономия материалов	221
12. Экономия энергетических ресурсов	224
Глава 6. Возведение каркасно-панельных зданий из изделий унифицированного каркаса	226
1. Общие положения	226
2. Технология монтажа	231
3. Монтажное оборудование и приспособления	235
4. Сварочные работы	246
5. Организация геодезических работ	248
6. Совершенствование системы управления строительством	252
Глава 7. Элементы внутреннего обустройства каркасно-панельных зданий	254
1. Перегородки	254
2. Подвесные потолки	259
3. Полы	261
4. Кровля	263
5. Повышение уровня индустриальности каркасно-панельного строительства	264
6. Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха в многоэтажных зданиях общественного назначения	265
Глава 8. Экономика унифицированного каркаса	269
Глава 9. Пути дальнейшего совершенствования и развития унифицированного каркаса	280
1. Слияние каркасных конструкций с крупнопанельной системой для объектов культурно-бытового назначения	280
2. Скрытый каркас	283
3. Безригельные перекрытия	287
4. Сборно-монолитные «столы» под крупнопанельные жилые дома	291
5. Совершенствование элементов каркаса и технологии их изготовления	293
Список литературы	295