ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ
ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ И АРХИТЕКТУРЕ
ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ВРЕМЕННЫЕ УКАЗАНИЯ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ МЕТОДОМ ПОДЪЕМА ПЕРЕКРЫТИЙ И ЭТАЖЕЙ

СН 451-72

МОСКВА
1974

gost.e-ecolog.ru

Издание официальное

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ
ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ И АРХИТЕКТУРЕ
ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ВРЕМЕННЫЕ УКАЗАНИЯ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ МЕТОДОМ ПОДЪЕМА ПЕРЕКРЫТИЙ И ЭТАЖЕЙ

СН 451-72

Утверждены
Государственным комитетом по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР
29 декабря 1972 года

МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1974

УДК [69.057.3+721.011.185] (083.96)

Временные указания разработаны в развитие главы СНиП II-А.10-71 «Строительные конструкции и основания Основные положения проектирования» на основе обобщения отечественного и зарубежного опыта проектирования и строительства зданий методом подъема перекрытий и этажей.

Указания распространяются на проектирование гражданских каркасных зданий, сооружаемых в обычных, а также в сложных инженерно-геологических условиях.

В Указаниях приведены основные положения по выбору конструктивных систем и способов возведения зданий, рекомендации по архитектурно-планировочным и конструктивным решениям, расчету конструкций и соединений. В приложениях даны материалы по укрупненным нормативам затрат на основные конструктивные элементы, характеристикам подъемного оборудования, схемам расчета закладных элементов (воротников) и методике статического расчета ядер жесткости на горизонтальную нагрузку.

Указания разработаны ЛенЗНИИЭП Государственного комитета по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР и СПЭКБ Минпромстроя Армянской ССР при участии институтов ЦНИИпромзданий и НИИЖБ Госстроя СССР

Редакторы: инж. Е. Н. Рудковский (Государственный комитет по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР), инж. А. В. Карагин, канд. техн. наук В. Л. Морозенский (ЛенЗНИИЭП).

© Стройиздат, 1974

В $\frac{30213-675}{047\ (01)-74}$ инструкт.-нормат., III вып —4—73

Государственный комитет по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР	Строительные нормы	СН 451-72
	Временные указания по проектированию гражданских зданий, возводимых методом подъема перекрытий и этажей	—

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Указания разработаны в развитие главы СНиП II-А.10-71 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования» и распространяются на проектирование каркасных жилых и общественных зданий, возводимых методом подъема перекрытий и этажей механизмами, размещаемыми над ними.

Примечание. Указания не распространяются на проектирование зданий, возводимых путем выдвижения или подращивания снизу, при помощи подъемников или домкратов, расположенных на фундаментах.

1.2. Указания распространяются на проектирование зданий, возводимых в обычных условиях, а также в сейсмических районах, на территориях распространения вечномерзлых, просадочных грунтов и на подрабатываемых территориях, или испытывающих динамические воздействия от размещаемого оборудования; в указанных сложных условиях проектирование должно вестись с учетом дополнительных требований, предъявляемых к строительству соответствующими главами СНиП или другими нормативными документами.

1.3. Выбор метода возведения зданий путем подъема перекрытий и этажей, изготовленных на уровне земли, как способа строительства, должен производиться на основе технико-экономического сравнения с другими

Внесены ЛенЗНИИЭП Государственного комитета по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР	Утверждены Государственным комитетом по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР 29 декабря 1972 г.	Срок введения 1 июля 1973 г.

вариантами конструктивных решений и способов индустриального строительства с целью улучшения его качества и снижения стоимости, для обеспечения разнообразия и выразительности архитектурного облика застройки, в том числе в сочетании с другими традиционными способами домостроения

1.4. При проектировании зданий могут предусматриваться следующие варианты технологии их возведения:

а) подъем готовых этажей — когда устройство всех ограждающих конструкций, а также большая часть работ по оборудованию и отделке помещений выполняются на отметке изготовления перекрытий;

б) подъем перекрытий — когда обстройка и отделка этажей производится после размещения перекрытий на проектных отметках;

в) смешанный — при одновременном использовании двух вышеуказанных вариантов возведения этажей.

1.5. Выбор варианта метода подъема по п. 1.4 определяется конструктивным решением здания, характеристиками используемого подъемного оборудования, наличием сборных типовых деталей и производится с учетом назначения, этажности зданий и условий строительства.

В зданиях с относительно небольшим заполнением этажей внутренними перегородками (торговые, учебные и т. п.) целесообразно применять метод подъема перекрытий; при этом могут подниматься несколько перекрытий одновременно. При высоте здания до 5—6 этажей возможна установка каждого перекрытия сразу на проектной отметке.

При строительстве зданий с большой насыщенностью перегородками и оборудованием (жилые дома, гостиницы и т. п.) рекомендуется отдавать предпочтение методу подъема этажей, особенно при применении типовых сборных элементов для стен и перегородок. При этом необходимо учитывать, что общая длина грузовых тяг подъемников должна быть равна высоте сооружаемого здания.

Смешанный способ подъема может оказаться целесообразным при возведении зданий повышенной этажности и высотных, а также расположенных на сложном рельефе.

Окончательный выбор варианта способа подъема

производится на основании их технико-экономического сравнения.

1.6. Выбор конструктивных решений должен производиться в зависимости от архитектурно-планировочных и функциональных требований к зданиям. При этом надлежит:

учитывать способы изготовления и методы возведения здания и руководствоваться рекомендациями разделов 2 и 4 настоящих Указаний;

соблюдать технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов (ТП 101-73);

обеспечивать широкое применение стандартных и специализированных средств механизации, безопасность ведения работ и контроль их качества на всех этапах строительства.

1.7. Для жилых домов и зданий общественного назначения рекомендуется разрабатывать типовые или многократно применяемые унифицированные конструктивные решения, которые могут использоваться при проектировании (см. пп. 3.4, 3.5) с учетом конкретных условий строительства.

2. ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ ЗДАНИЙ

2.1. Здания, сооружаемые методом подъема перекрытий и этажей, проектируются с каркасной системой несущих конструкций, образованной неразрезными железобетонными перекрытиями и вертикальными несущими элементами — железобетонными или стальными колоннами.

Примечания: 1. При соответствующем обосновании могут применяться разрезные перекрытия из балочных или консольно-балочных элементов.

2. В реконструируемых или малоэтажных зданиях в качестве вертикальных несущих элементов могут использоваться капитальные стены, простенки, столбы из бетонных блоков и кирпича.

3. В зданиях, где стены лифтовых и лестничных шахт используются в качестве элементов (ядер) жесткости, они могут служить одновременно и вертикальными несущими элементами.

2.2. Каркасы зданий, сооружаемых методом подъема, могут быть решены:

а) в рамной системе, в которой все горизонтальные нагрузки воспринимаются колоннами и жестко соединенными с ними в узлах перекрытиями;

б) в рамно-связевой системе, в которой основная часть горизонтальных нагрузок воспринимается вертикальными элементами жесткости (диафрагмами, торцовыми стенами, стенами лестничных клеток и лифтовых шахт), а некоторая часть воспринимается рамами (подпункт «а»);

в) в связевой системе, в которой все горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными объемными элементами (ядрами) жесткости в сочетании при необходимости с вертикальными диафрагмами жесткости.

Соединения перекрытий с колоннами и элементами жесткости следует принимать в соответствии с пп. 4.19, 4.27, 4.57.

Выбор системы каркаса производится на основе технико-экономического анализа, в зависимости от этажности (высоты) и планировочных решений зданий, а также особых условий места строительства.

В зданиях повышенной этажности следует применять преимущественно связевые каркасы, используя в качестве элементов жесткости коммуникационные шахты (лестничные и лифтовые) и специальные диафрагмы.

2.3. При выборе системы каркаса для зданий, сооружаемых в особых условиях (см. п. 1.2), необходимо руководствоваться соответствующими нормативными документами и следующими рекомендациями:

а) в сейсмических районах применять в основном связевые каркасы с вертикальными элементами жесткости, расположенными симметрично относительно осей здания или его отсека; осуществлять пригрузку ядер жесткости путем опирания на них примыкающих участков перекрытий (см. п. 2.5); устраивать диафрагмы на всю высоту здания непрерывными — путем сварки закладных деталей, выпусков арматуры, а также замоноличивания стыков;

б) в районах с вечномерзлыми грунтами исключать неравномерную осадку основания путем устройства фундаментов повышенной жесткости (например, ростверки на вмороженных сваях), принимать специальные меры по защите от протаивания основания;

в) в районах повышенной ветровой нагрузки (побережье морей, океанов и др.), а также периодического возникновения штормов и ураганов применять каркасы с ядрами жесткости, возводимыми заранее.

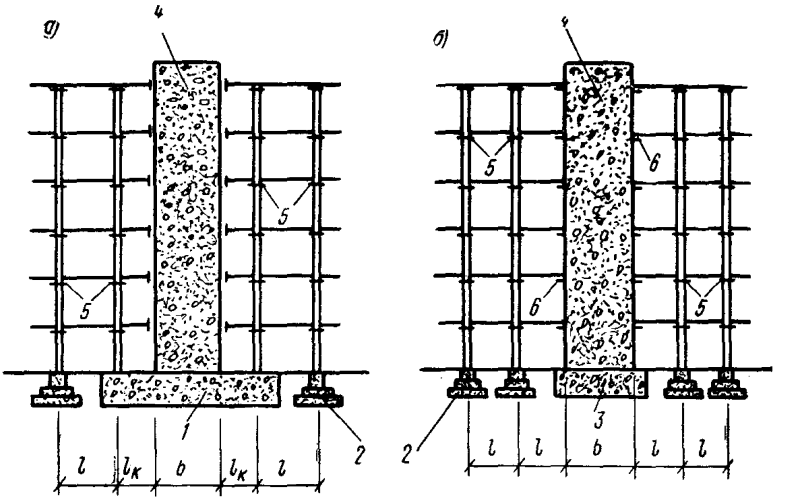


Рис. 1. Конструктивные схемы связевых систем с ядрами жесткости *а* — без пригрузки ядра (с консольными участками перекрытий); *б* — с пригрузкой ядра опертыми участками перекрытий; *1* — общий фундамент, *2* — фундамент колонны; *3* — фундамент ядра; *4* — ядро жесткости; *5* — шарнирный узел (см. рис. 17, *а*); *6* — узел примыкания (см. рис. 13)

2.4. Разрезку элементов каркаса при необходимости следует осуществлять:

колонн — в пределах средней трети их длины между перекрытиями;

перекрытий — в местах устройства деформационных или конструктивных (см. п. 4.65) швов;

элементов жесткости — в местах их примыкания и соединения с перекрытиями.

Примечание. В ядрах жесткости горизонтальные швы (рабочие швы бетонирования) следует предусматривать так, чтобы они не пересекали перемычек над проемами

2.5. В зданиях связевой системы может применяться одна из следующих конструктивных схем:

а) каркас и ядра жесткости воспринимают вертикальные нагрузки самостоятельно (отделены швом, обеспечивающим передачу горизонтальных нагрузок), а примыкающие к ядру участки перекрытий работают как консоли (рис. 1,*а*).

б) каркас и ядра жесткости совместно воспринимают вертикальные нагрузки; примыкающие пролеты перекрытий оперты на ядра жесткости непосредственно,

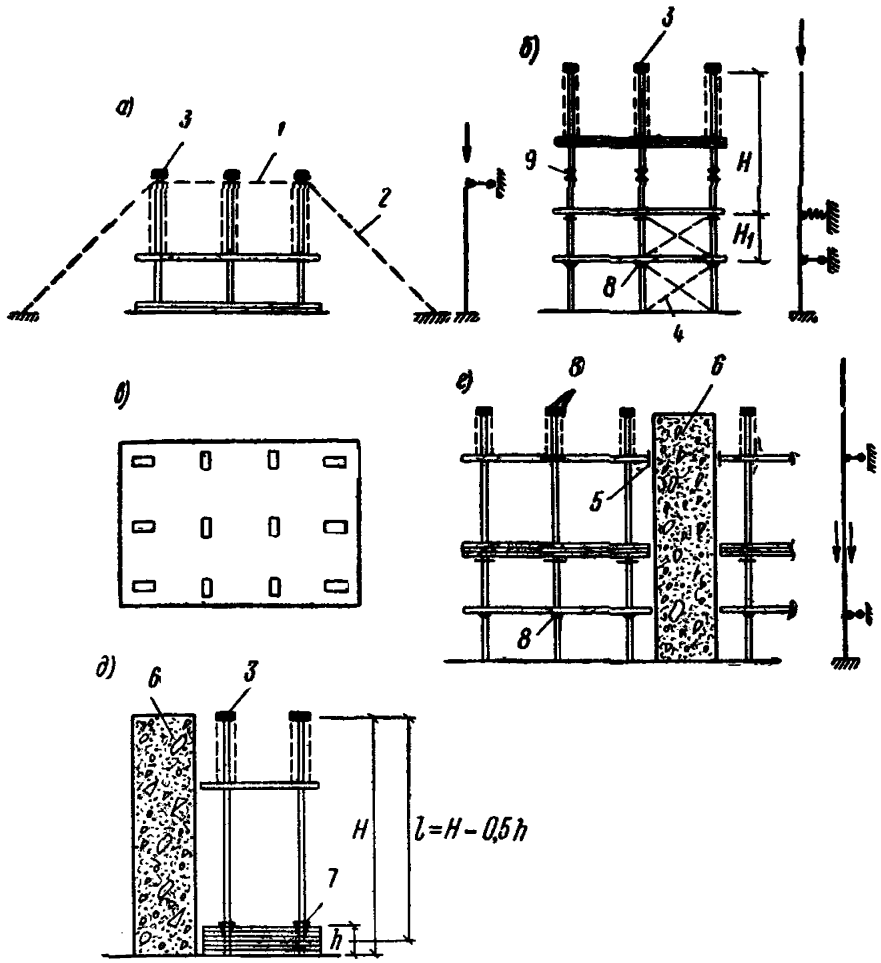


Рис. 2. Приемы повышения устойчивости каркаса здания на период монтажа

а — временное закрепление оголовков колонн; *б* — временные связи каркаса; *в* — поворот осей колонн; *г* — подвижное шарнирное закрепление; *д* — закрепление колонн в верхней плите пакета; *1* — связи по верху колонн; *2* — оттяжки; *3* — подъемник; *4* — крестовые связи; *5* — подвижной ограничитель смещений; *6* — ядро жесткости; *7* — клинья; *8* — жесткий узел, постоянное закрепление; *9* — стык ярусов колонн

колонны по периметру ядер не устанавливаются (рис. 1, *б*).

2.6. Прочность, жесткость и устойчивость здания и отдельных его элементов должны быть обеспечены на всех этапах монтажа и проверяться расчетом При этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям, схеме подъема и закрепления перекрытий (этажей).

При необходимости следует предусматривать на

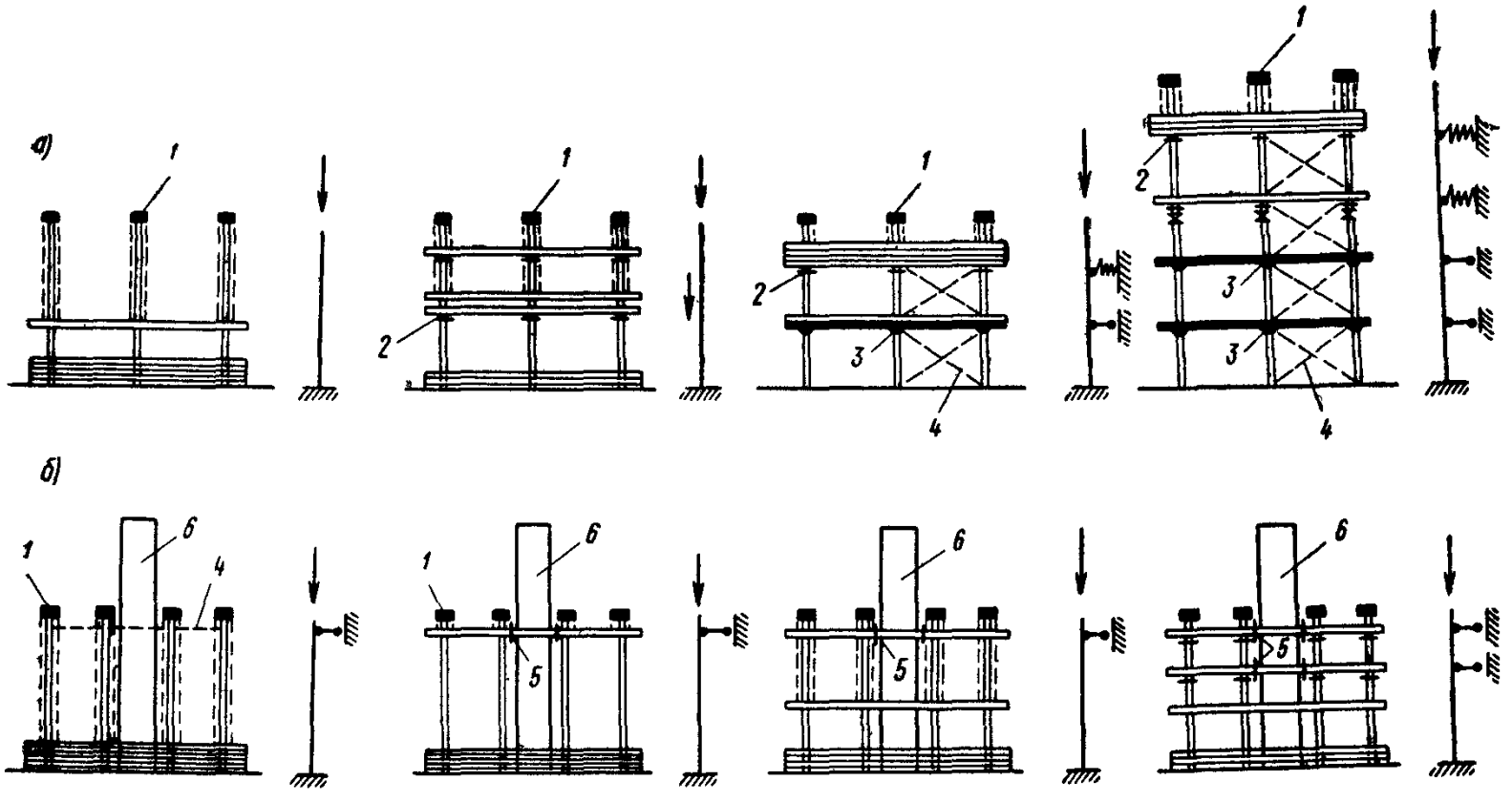


Рис. 3. Расчетные схемы каркаса в процессе монтажа

а — при подъеме и закреплении перекрытий в здании с рамным каркасом; *б* — то же, в зданиях с ядром жесткости; *1* — подъемник; *2* — шарнирный узел, временное закрепление; *3* — жесткий узел, постоянное закрепление; *4* — связи; *5* — временное закрепление к ядру жесткости; *6* — ядро жесткости

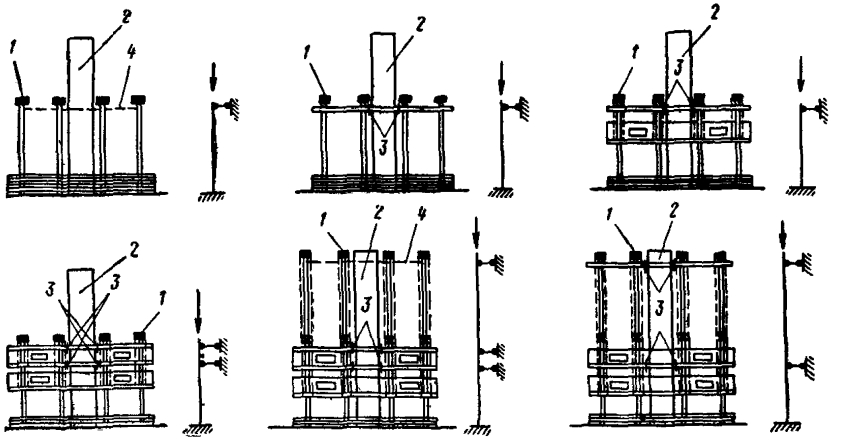


Рис. 4. Расчетные схемы каркаса в процессе монтажа этажей
1 — подъемник; *2* — ядро жесткости; *3* — временное закрепление к ядру жесткости; *4* — связи

период возведения постановку временных креплений (связи по верху колонн, расчалки, вертикальные связи) и другие конструктивные меры (рис. 2).

Примечания: 1. Допускается с этой целью размещать в каркасе часть колонн прямоугольного сечения так, чтобы их главная ось максимального момента инерции с главной осью остальных составляла прямой угол.

2. На период подъема верхней (кровельной) плиты для уменьшения свободной длины колонн может предусматриваться их временное защемление в пакете перекрытий при помощи инвентарных стальных клиньев

2.7. Необходимо учитывать, что условия работы и расчетная схема каркаса в период монтажа перекрытий или этажей постоянно изменяются, могут принципиально отличаться от окончательных (в стадии эксплуатации) и зависят от способа возведения.

При подъеме перекрытий каркас формируется (с устройством постоянных закреплений в узлах) снизу вверх и в процессе монтажа представляет собой последовательно систему консольных или неразрезных стоек, одно- и многоэтажную раму с изменяющейся расчетной длиной стоек (рис. 3).

При подъеме этажей формирование каркаса осуществляется сверху вниз, а включение в работу элементов жесткости, если они предусмотрены, возможно только

после установки каждого этажа на проектную отметку или при использовании специальных скользящих связей (рис. 4).

Монтажное закрепление перекрытий на колоннах выполняется, как правило, шарнирным.

2.8. В зданиях, сооружаемых методом подъема этажей по многоярусным колоннам (см. пп. 4.1 «б»; 4.11), для обеспечения устойчивости каркаса в период монтажа рекомендуется предусматривать опережающее сооружение постоянных ядер жесткости или создание временных (в каждом монтажном блоке); в качестве последних могут быть использованы коммуникационные шахты, вертикальные связи.

3. ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ РЕШЕНИЯ ЗДАНИЙ

3.1. Архитектурно-композиционные решения, этажность зданий и их планировку следует выбирать:

с целью обогащения и индивидуализации архитектуры застройки;

в соответствии с их назначением и требованиями соответствующих глав СНиП и других нормативных документов, утвержденных или согласованных в установленном порядке;

с учетом конкретных условий строительства и варианта способа возведения (см. пп. 1.6, 1.7), а также возможности повторного применения имеющихся проектов.

3.2. Расположение колонн в плане и расстояния между ними следует назначать в зависимости от функционального назначения и конфигурации здания (рис. 5, 6), руководствуясь:

а) архитектурно-планировочными требованиями;

б) необходимостью получения решения конструкций, экономичного по расходу материалов и трудоемкости;

в) грузоподъемностью имеющегося оборудования (см. приложение 3).

Величину пролетов рекомендуется назначать кратной приведенному модулю (300 мм) так, чтобы отношение наибольшего пролета к наименьшему составляло $l_1/l_2 < 2{,}0$.

Для жилых домов рекомендуется применять преимущественно шаг колонн 4,2—6,6 м, обеспечивающий широкую вариантность планировочных решений при ис-

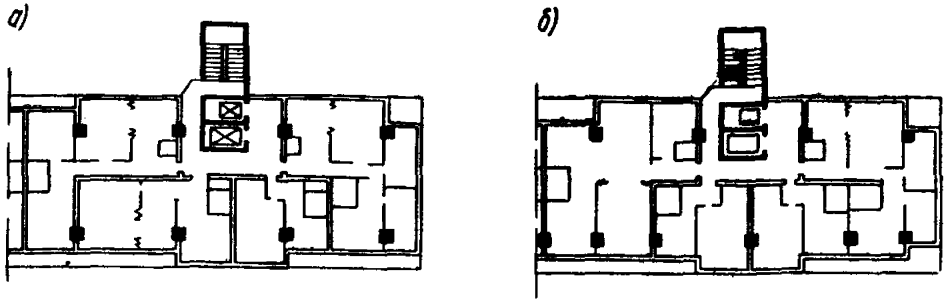


Рис. 5. Примеры изменения расположения колонн в жилой секции, в зависимости от планировочных решений
а — регулярная сетка колонн; *б* — с переменной величиной пролетов по рядам

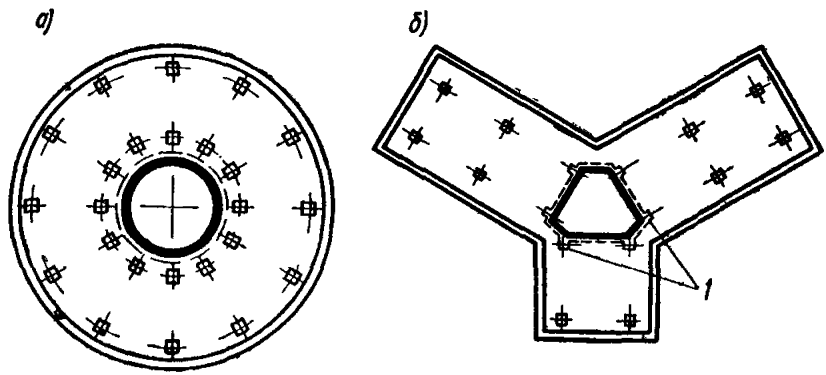
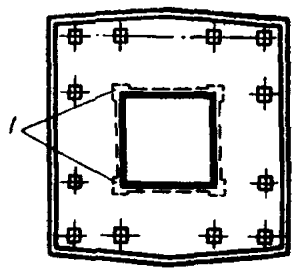


Рис. 6. Примеры решения центрических зданий с различной сеткой колонн и примыканием перекрытий к ядру жесткости (лестнично-лифтовой шахте)
а — с короткими консолями; *б* — с опиранием на ядро; *1* — узлы опирания перекрытий



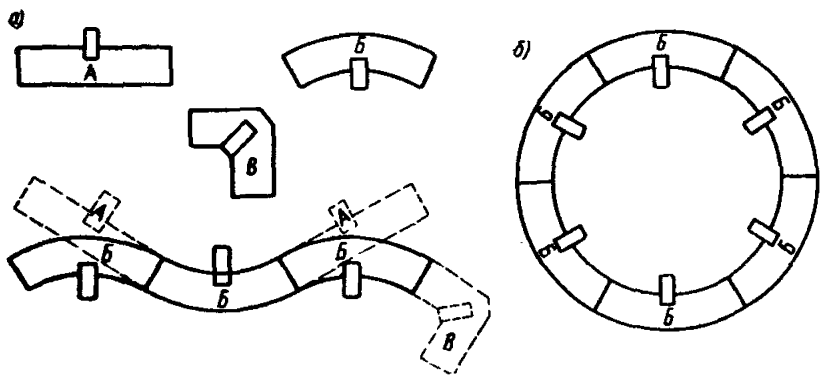


Рис. 7. Варианты блокировки жилого дома с использованием типовых секций: прямоугольной (*А*), криволинейной (*Б*) и угловой (*В*)
а — линейная блокировка; *б* — кольцевая

пользовании плоских плит перекрытий с оптимальным расходом материалов. При размещении в первых этажах зданий магазинов или других учреждений обслуживания шаг колонн может быть увеличен до 7,2—7,8 м (см. приложение 1).

Для общественных зданий, если это диктуется функциональным назначением или улучшает экономические показатели при эксплуатации, можно предусматривать широкий шаг колонн 7,2—12 м и перекрытия кессонного или ребристого типа.

3.3. Сравнение проектов зданий, сооружаемых методом подъема, со зданиями-аналогами традиционного типа (п. 1.3) рекомендуется производить по приведенным затратам на 1 м^2 общей площади, учитывающим удельные капитальные вложения в основные фонды строительных организаций и заводов стройиндустрии. Эти затраты определяются на основе сметных расчетов и нормативов удельных капитальных вложений. При разработке вариантов проектных решений затраты основных материалов и труда, стоимость изготовления и монтажа плоских сплошных плит перекрытий, а также удельных капитальных вложений можно принимать по данным приложения 2.

3.4. Различную конфигурацию зданий в плане целесообразно создавать путем объединения стандартных блок-секций — прямолинейных, угловых и криволинейных (рис. 7). При разработке таких типовых элементов следует предусматривать возможность индивидуального решения их фасадов (см. п. 3.5) и использование местных материалов и изделий для наружных стен.

Примечания: 1. Для зданий, сооружаемых в сейсмических районах, следует использовать прямоугольные блок-секции или разделять здания (при сложном очертании в плане) антисейсмическими швами на отсеки простой формы с симметричным и равномерным распределением масс и жесткостей.

2. Для зданий повышенной этажности в сейсмических районах рекомендуются решения башенного и центрического типа (рис 6) с лестнично-лифтовой шахтой (ядро), расположенной симметрично относительно центральных осей.

3.5. Для создания разнообразных композиционных решений и рельефа фасадов рекомендуется:

а) применять разные по форме (прямоугольные, круговые, треугольные и т. п.) консоли плит перекрытий (рис. 8);

б) изменять расположение консолей на смежных

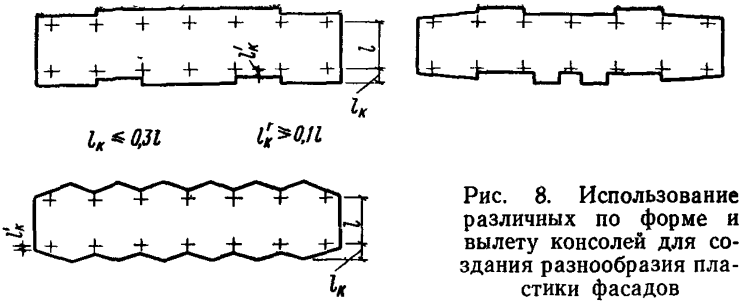


Рис. 8. Использование различных по форме и вылету консолей для создания разнообразия пластики фасадов

этажах, образуя различные сочетания лоджий, эркеров и балконов с плоскими участками фасадов (приложение 1, рис. 26, 27);

в) использовать монолитные парапеты и фронтоны, забетонированные вместе с плитой крыши;

г) размещать различно по отношению к плоскости фасада лестничные клетки.

Примечание. Для зданий, сооружаемых в сейсмических районах, устройство массивных фронтонов (подпункт «в») не рекомендуется.

3.6. Если в зданиях необходимо устройство деформационных (температурно-усадочных) или антисейсмических швов, то эти швы должны разрезать здание на самостоятельные отсеки. Швы рекомендуется осуществлять путем постановки парных колонн с устройством консолей в перекрытиях.

3.7. Покрытия жилых зданий рекомендуется проектировать раздельного типа — с кровельной и потолочной плитой.

Для устройства скатных крыш кровельная плита или ее секции могут быть подняты и закреплены в наклонном положении.

Примечание. Здания, сооружаемые в сейсмических районах, рекомендуется проектировать с плоской крышей (или с рядом колонн по коньку, если крыша должна быть двухскатной), чтобы исключить появление распора при сейсмических воздействиях.

3.8. При проектировании зданий с бесчердачными совмещенными крышами их конструкция должна отвечать требованиям размещения и передвижения по крыше монтажного оборудования для установки ярусов колонн и других конструкций.

3.9. При выборе конструкции и материала наружных, внутренних стен и перегородок следует учитывать, что они выполняют преимущественно ограждающие функции, при этом необходимо стремиться к максимально возможному снижению собственной массы конструкций.

Примечание. Для наружных стен, размещенных на коротких консолях перекрытий, следует руководствоваться также рекомендациями п. 4.33.

3.10. В наружных стенах рекомендуется применять навесные панели ленточной или поэтажной разрезки следующих типов:

а) однослойные из бетонов на пористых заполнителях при объемной массе 0,9—1 т/м^3, из ячеистого бетона с объемной массой 0,6—0,7 т/м^3;

б) слоистые с наружными слоями из конструктивного тяжелого или легкого бетона и внутренним теплоизоляционным слоем из легкого бетона или эффективных трудносгораемых материалов;

в) слоистые с каркасом, облицовкой из армоцемента, алюминиевых или асбестоцементных листов и эффективными несгораемыми или трудносгораемыми утеплителями. Конструкция ограждения с навесными панелями должна допускать их взаимное перемещение по вертикали при разных по величине или знаку прогибах консолей смежных этажей.

3.11. Для зданий, возводимых методом подъема этажей, узлы сопряжения перекрытия с элементами наружных, внутренних стен и перегородок должны обеспечивать устойчивость последних в процессе подъема.

3.12. Наружные стены зданий высотой до 9 этажей, сооружаемых методом подъема перекрытий, могут быть запроектированы самонесущими — из панелей, эффективного кирпича, облегченной кладки или блоков из легких материалов. Самонесущие стены необходимо крепить к перекрытиям горизонтальными связями так, чтобы обеспечить возможность свободных деформаций консолей перекрытий.

3.13. Перегородки рекомендуется применять сборные — крупнопанельные, составные из отдельных легкобетонных элементов, блочные.

Перегородки могут устраиваться монолитными, например, из гипсобетона, в переставной инвентарной опалубке.

3.14. В зданиях, сооружаемых методом подъема

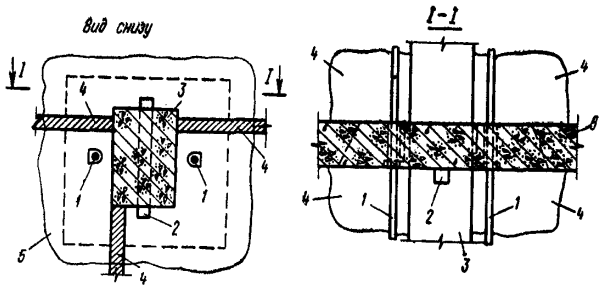


Рис. 9. Примыкание перегородок к колонне в зданиях, возводимых методом подъема этажей

1 — тяги подъемников; *2* — штырь; *3* — колонна; *4* — перегородки; *5* — перекрытие

этажей, размещение примыкающих к колоннам перегородок следует производить так, чтобы обеспечить свободный пропуск тяг подъемников и установку опорных приспособлений в отверстиях колон (см. п. 4.57). Рекомендуется смещать плоскости перегородок к граням колонн (рис. 9).

3.15. При выборе конструкции и материала наружных, внутренних стен и перегородок, а также других сборных элементов (лестничных маршей и др.) необходимо учитывать конкретные условия строительства и принятый вариант технологии возведения здания (п. 1.5):

а) при подъеме готовых этажей — грузоподъемность автопогрузчиков и других устройств для перемещения и установки сборных элементов на отметке изготовления перекрытий;

б) при подъеме перекрытий — грузоподъемность крана (вышки), установленного на кровельной плите для подъема сборных элементов, и условия транспортировки и установки внутренних конструкций (деталей) в пределах этажа между перекрытиями, закрепленными на проектных отметках.

3.16. Лестничные клетки в зависимости от конструктивной системы здания могут устраиваться:

а) как самостоятельные конструкции, находящиеся внутри или примыкающие к зданию снаружи, отделенные швом и не влияющие на жесткость каркаса (в случае зданий высотой до 5—7 этажей);

б) как встроенные конструкции с поэтажной разрезкой при опирании маршей на неразрезные перекрытия или на вертикальные диафрагмы;

в) как жесткое ядро, воспринимающее часть горизонтальных нагрузок на здание.

Примечания: 1. Отдельно стоящие лестничные клетки (см. подпункт «а») обычно располагают за торцами здания или в местах устройства деформационных швов, в пределах замоноличиваемых после подъема участков перекрытий.

2. Если в здании предусматривается устройство лифтов, то их рекомендуется располагать вместе с лестницами в общей шахте — согласно подпункту «в».

3. В ядрах жесткости целесообразно применять укрупненные сборные железобетонные элементы лестниц, включающие марши и площадки.

3.17. Ядра жесткости (коммуникационные шахты) следует располагать симметрично относительно одной или двух главных осей блока (секции) здания, выделенного деформационными или временными (см. п. 4.65) швами, чтобы избежать появления значительных крутящих моментов от действия горизонтальных нагрузок.

3.18. Расстояния между ядрами жесткости, расположенными в пределах одной секции (отсека) здания, следует назначать с учетом указаний п. 4.63.

3.19. Сечение ядер жесткости рекомендуется проектировать симметричным относительно собственных главных осей.

В зависимости от наружных размеров ядер жесткости и конструкции примыкания к ним перекрытий (см. пп. 2.5 и 5.13) сетка колонн в месте размещения ядер может быть изменена.

Количество проемов в стенах ядра следует назначать минимальное, располагая их регулярно по высоте.

3.20. Рекомендуется применять полы, не требующие устройства специального основания, по указаниям главы СНиП II-В.8-71.

3.21. Конструкции для инженерного оборудования зданий — блоки вентиляционных каналов и мусоропроводов, сантехкабины, тюбинги лифтовых шахт и др. следует применять типовые, по местному каталогу стройизделий.

3.22. Для пропуска и крепления инженерных сетей в перекрытиях должно предусматриваться устройство соответствующих отверстий и закладных деталей:

а) для стояков отопления, водопровода и канализации — по требованиям соответствующих глав СНиП

б) для подвески (закрепления) разводящих трубопроводов в технических этажах и чердачных помещениях;

в) для подвески вентиляционных коробов, потолков осветительной арматуры в общественных зданиях;

г) для крепления блоков вентканалов и других элементов оборудования зданий.

Инженерные сети (трубопроводы) следует группировать для уменьшения числа и размера отверстий в перекрытиях (см. п. 4.55).

3.23. Не рекомендуется размещать дымо- и вентиляционные каналы в стенах ядер жесткости и внутренних стенах, выполняющих роль диафрагм жесткости.

Блоки вентиляционных каналов следует крепить к закладным деталям перекрытий при помощи накладок или хомутов.

3.24. В жилых зданиях (преимущественно сооружаемых методом подъема этажей) следует предусматривать установку сантехкабин непосредственно на перекрытия. В перекрытиях (по верхней грани) должны быть установлены закладные детали по наружному контуру кабин для приварки фиксаторов (уголков, накладок), исключающих горизонтальные смещения кабин при отрыве из пакета и подъеме перекрытий.

3.25. В зависимости от конкретных условий (п. 3.15) следует предусматривать укрупнительную сборку элементов инженерного оборудования и систем.

3.26. Силовую электропроводку рекомендуется проектировать скрытой в перекрытиях, а осветительную проводку и слаботочные линии — располагать в плинтусах из несгораемых или трудносгораемых материалов.

4. КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ И СТЫКИ

4.1. Выбор конструктивных решений следует производить в соответствии с указаниями пп. 1.5, 2.2, 3.2 и учетом особенностей метода возведения здания (см. п. 1.4), а также исходя из:

а) необходимости применения преимущественно монолитных или сборно-монолитных железобетонных перекрытий (покрытия), выполненных из плотных бетонов

на тяжелых или пористых заполнителях и цементном вяжущем, предусмотренных главой СНиП I-В.3-62;

б) возможности применения железобетонных сборных, сборно-монолитных, а также стальных колонн, изготовленных в виде целых элементов или состоящих из отдельных секций (ярусов);

в) целесообразности предварительного напряжения всей или части рабочей арматуры железобетонных перекрытий (колонн — при соответствующем обосновании) или армирования предварительно-напряженными элементами (см. п. 4.50).

4.2. При проектировании элементов сборных конструкций наружных стен зданий надлежит наряду с требованиями данных указаний соблюдать требования МРТУ 7-16-66.

Фундаменты

4.3. Выбор типа фундаментов (отдельно стоящие, перекрестные ленточные или сплошная плита) следует производить с учетом грунтовых и других условий района строительства, величины нагрузок и конструктивной системы здания.

Рекомендуется преимущественно устраивать монолитные или сборно-монолитные железобетонные фундаменты таким образом, чтобы отметка обреза фундамента не превышала уровень планировки (засыпки) грунта на площадке, подготовленной для бетонирования пакета перекрытий, или перекрытия над подвалом, используемого с этой же целью.

Примечания: 1. При проектировании фундаментов для зданий в сейсмических районах следует учитывать требования главы СНиП II-А.12-69, а также производить расчетную проверку основания на глубинный срез (опрокидывание с потерей устойчивости основания) при сейсмическом воздействии.

2. При проектировании фундаментов на вечномерзлых грунтах следует учитывать указания п. 2.3 «б» и главы СНиП II-Б.6-66.

4.4. Фундаменты под вертикальные диафрагмы жесткости и примыкающие к ним (работающие совместно) колонны следует проектировать общими.

4.5. Стыки железобетонных колонн с фундаментами должны проектироваться жесткими. Допускается устройство стыков путем сварки стальных оголовников (обойм), расположенных на концах колонны и на повышенной части фундамента («пенька») в соответствии с п. 4.18.

4.6. Соединение стальных колонн с фундаментами рекомендуется осуществлять при помощи приваренных к ним башмаков и анкерных болтов, выпущенных из фундамента. Элементы базы колонны и анкерные болты не должны выступать над поверхностью подготовки, на которой бетонируются перекрытия.

Вертикальные несущие элементы

4.7. Размеры поперечного сечения железобетонных или стальных колонн назначаются на основании расчета каркаса здания с учетом промежуточных схем на стадии возведения (см. пп. 5.4, 5.29), а также с учетом требований по обеспечению необходимых пределов их огнестойкости.

При выборе размеров поперечного сечения колонн следует учитывать габариты используемых подъемников, так как один из размеров (или оба, см. приложение 3) ограничивается расстоянием между грузовыми подъемными тягами.

4.8. Стальные колонны рекомендуется проектировать с замкнутым поперечным сечением, сварными или из бесшовных труб и предусматривать меры, исключающие попадание и скопление в их полостях воды. Допускается применение колонн открытого профиля. Снаружи колонны следует облицовывать несгораемыми материалами или защищать штукатуркой по металлической сетке для обеспечения требуемого предела огнестойкости.

4.9. Наружные габариты поперечного сечения колонн рекомендуется принимать одинаковыми на всю высоту здания. В целях увеличения несущей способности стальных колонн следует применять соответствующие усиленные профили проката и листы, изменять марку стали, а для железобетонных колонн — повышать марку бетона и содержание арматуры, применять жесткую арматуру из прокатной стали.

4.10. Количество стыков колонн должно назначаться минимальным. Длину монтажных элементов колонн (ярусов) следует назначать такой, чтобы их гибкость в процессе подъема перекрытий (этажей) не превышала допустимой при работе по консольной и другим расчетным схемам (см. п. 5.32).

При назначении длины ярусов необходимо учитывать также грузоподъемность оборудования для их мон-

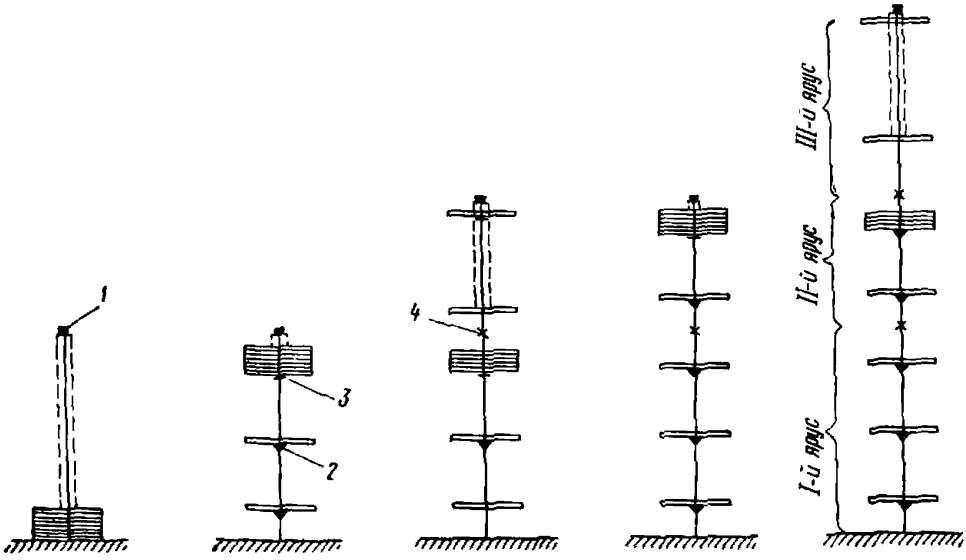


Рис. 10. Этапы подъема, закрепления перекрытий и наращивания ярусов колонн

1 — подъемник; *2* — жесткий узел, постоянное закрепление; *3* — шарнирный узел, временное закрепление; *4* — стык ярусов колонн

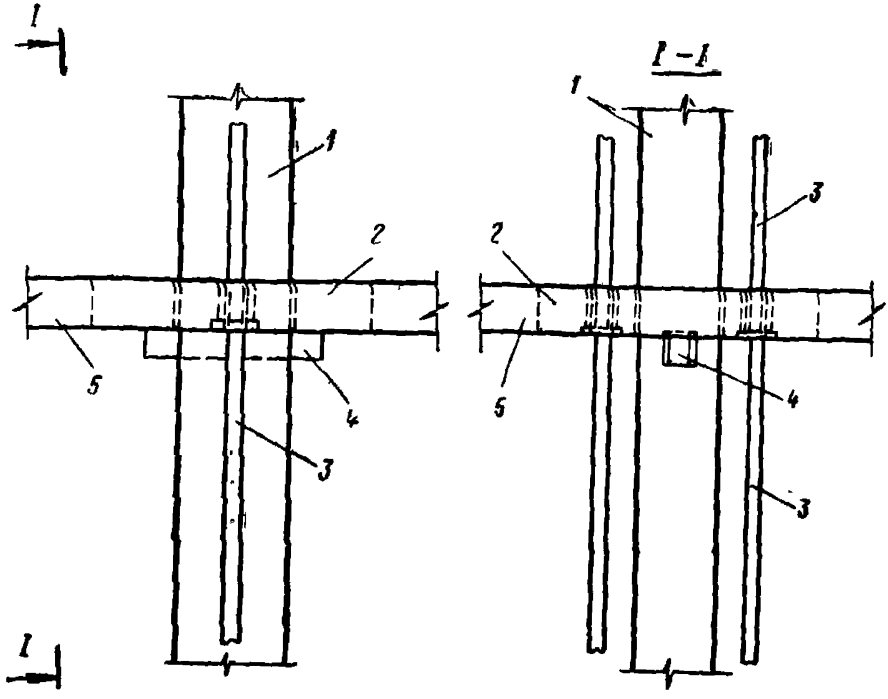


Рис. 11. Устройство креплений при помощи закладных штырей

1 — колонна; *2* — воротник; *3* — тяга подъемника; *4* — штырь; *5* — перекрытие

тажа и условия транспортирования железобетонных сборных колонн (см. п. 6.6).

4.11. Длину монтажных элементов железобетонных колонн следует назначать с учетом применяемого типа подъемников:

а) если подъемники устанавливаются на оголовки колонн, то при высоте здания более 16 м следует, как правило, предусматривать поярусную разрезку колонн (рис. 10). Количество и длина ярусов определяются с учетом указаний пп. 2.7, 4.10.

Рекомендуется первый ярус железобетонных колонн принимать высотой 9—12 м, а последующие 6—9 м.

В зданиях высотой до 20 м возможна установка колонн сразу на всю высоту (например, при устройстве монтажных связей по п. 2.6), если выполняются требования п. 5.30 или п. 5.33;

б) при использовании подъемников, закрепляющихся в обхват колонны (с механизмом для самоподъема при перестановке, см. приложение 3), длину ярусов колонн следует назначать максимальной и зависящей от грузоподъемности механизмов для их установки, а также от способа возведения здания. При подъеме этажей следует учитывать особенности формирования каркаса и расчетную схему колонн согласно п. 2.7.

Примечания: 1. При использовании ярусов колонн повышенной длины согласно подпункту «б» разрешается собирать и замоноличивать их из более коротких сборных элементов на строительной площадке до установки (см. п. 6.6).

2 Рекомендуется раскреплять оголовки ярусов повышенной длины инвентарными стальными связями.

4.12. При разработке проекта здания необходимо составлять схемы подъема перекрытий (этажей) и перезарядки грузовых тяг в соответствии с их набором в комплекте используемого типа подъемников (приложение 3). По этим схемам назначаются места временных закреплений перекрытий (этажей) на ярусах колонн.

При подъеме перекрытий их временное закрепление на промежуточных отметках должно производиться с монтажным зазором по вертикали, необходимым для размещения защелок и штырей (см. п. 4.13) или материалов, расположенных на перекрытиях.

4.13. Для временного и постоянного закрепления перекрытий при помощи «защелок» и штырей (см. п. 4.57) в колоннах устраивают сквозные прямоугольные

отверстия, перпендикулярные плоскости размещения грузовых тяг подъемников (рис. 11).

Размеры отверстий, ослабляющих сечение колонн, следует назначать минимально необходимыми — из условия обеспечения прочности бетона на местное смятие под закладными стальными элементами (штырями, защелками),— в соответствии с пп. 5.21, 5.36.

Сечения колонн под отверстиями рекомендуется усиливать косвенным армированием в виде сварных сеток.

4.14. Конструирование железобетонных колонн следует производить в соответствии с требованиями главы СНиП II-В.1-62* (раздел 12) и указаниями пп. 6.5—6.8. Колонны зданий повышенной этажности, высотных и других, воспринимающие большие усилия, рекомендуется проектировать из тяжелого бетона марок 400—600.

4.15. При проектировании колонн для зданий, сооружаемых в сейсмических районах, необходимо обеспечивать условия для развития пластических деформаций, для чего рекомендуется:

а) применять арматуру из стали, обладающей относительно более высокими пластическими свойствами (класса А-II, А-III);

б) применять бетоны марки не свыше 400;

в) на участках колонн протяженностью, равной высоте сечения, примыкающих к жестким узлам рам каркаса, устанавливать замкнутую поперечную арматуру с шагом вдвое меньшим, чем требуется по расчету.

4.16. Стыки ярусов железобетонных колонн следует устраивать жесткими с передачей усилий через железобетон или стальные закладные детали (оголовники).

4.17. Железобетонные стыки должны осуществляться путем сварки выпусков рабочей арматуры или приваренных к ней равнопрочных коротышей из проката и замоноличивания бетоном.

4.18. Стыки ярусов колонн со стальными оголовниками следует проектировать с накладками из арматурных стержней, площадь сечения которых должна быть больше площади рабочей арматуры колонны (расчетной) не менее чем на 25%. Размеры оголовников и накладок принимают такими, чтобы расстояние между сварными швами по длине накладок составляло не менее 100 мм. Допускается соединение оголовников без накладок — монтажным швом по периметру.

4.19. Вертикальные диафрагмы жесткости рекомен-

дуется проектировать железобетонными, монолитными или из сборных панелей, имеющими размеры равные: один — расстоянию между перекрытиями и второй — расстоянию между колоннами. Соединение сборных панелей диафрагмы с перекрытиями и колоннами должно производиться путем сварки закладных деталей или выпусков арматуры с последующим замоноличиванием швов по контуру. Соединение диафрагм из монолитного бетона следует осуществлять путем сварки их вертикальной и горизонтальной арматуры с закладными деталями (выпусками) в перекрытиях и колоннах.

Количество и конструкцию креплений диафрагм к каркасу следует определять расчетом на передачу сдвигающих сил.

4.20. При соответствующем обосновании допускается выполнять диафрагмы жесткости в виде стальных вертикальных ферм, облицованных материалами, обеспечивающими защиту от коррозии и требуемый предел огнестойкости.

4.21. В зданиях малой и средней этажности, сооружаемых в обычных условиях, допускается выполнять вертикальные диафрагмы (п. 4.19) и ядра жесткости из армированной каменной кладки.

Примечание. Выполнение армированной каменной кладки в зимнее время методом замораживания не допускается.

4.22. Ядра жесткости зданий повышенной этажности и высотных рекомендуется проектировать из монолитного железобетона с возведением их непрерывно (в скользящей опалубке) или с устройством рабочих швов по п. 2.4 — в переставной опалубке, установленной на поднимаемой кровельной плите. В последнем случае должны предусматриваться в проекте меры по обеспечению надежной связи между ранее и вновь уложенными слоями бетона согласно требованиям главы СНиП III-В.1-70.

В ядрах жесткости применяется бетон пластичной консистенции, тяжелый или на пористых заполнителях проектной марки по прочности на сжатие 200—300.

4.23. Армирование стен ядер жесткости должно быть двухсторонним. Для армирования рекомендуется использовать сварные сетки, которые необходимо объединять в пространственные каркасы.

В местах сопряжения стен ядра разного направле-

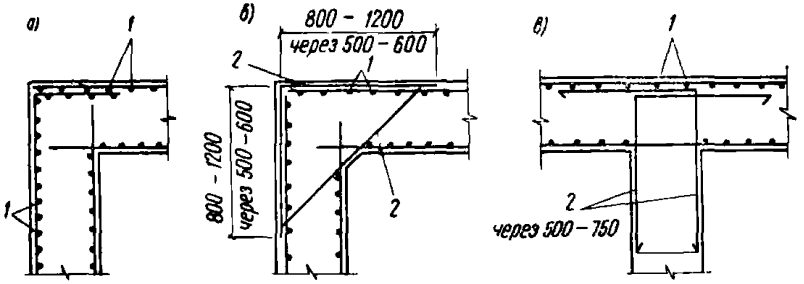


Рис. 12. Детали армирования в местах сопряжения стен ядер жесткости

а — стык сварных сеток внахлестку в направлении распределительной арматуры; *б* — соединение сварных сеток с постановкой дополнительной горизонтальной арматуры; *в* — дополнительное армирование примыканий внутренних стен; *1* — рабочая вертикальная арматура; *2* — отдельные стержни

ния стык сеток следует осуществлять путем их перегиба или с установкой дополнительной арматуры (рис. 12).

Примечания: 1. Для армирования ядер жесткости в зданиях, сооружаемых в сейсмических районах, рекомендуется использовать стержневую арматуру из стали классов А-II, А-III с четко выраженной площадкой текучести.

2 В зонах действия максимальных поперечных сил и изгибающих моментов на участках, где их величина составляет 0,7—1 от наибольшей и не менее высоты нижнего этажа, сечение поперечной арматуры сеток следует назначать по расчету, а шаг поперечных стержней принимать уменьшенным в 1,5 раза и не более 200 мм.

4.24. В местах сопряжения продольных и поперечных стен ядер жесткости рекомендуется устраивать вуты с размером сторон (высотой) не менее половины толщины стены и 20 см.

Примечание. Указания настоящего пункта являются обязательными при проектировании ядер жесткости для высотных зданий, а также зданий высотой в 9 этажей и выше в районах с расчетной сейсмичностью площадок строительства 8—9 баллов.

4.25. При соответствующем обосновании несущие конструкции ядра жесткости могут проектироваться в виде пространственного жесткого каркаса из стального проката, защищенного несгораемой облицовкой, обеспечивающей требуемый предел огнестойкости. Стойки такого каркаса могут быть использованы для установки подъемников при опирании перекрытий на ядра жесткости (см. п. 2.5).

Примечание. В зданиях, разделенных на монтажные блоки конструктивными швами (см. п. 4.65), ядро жесткости в каждом

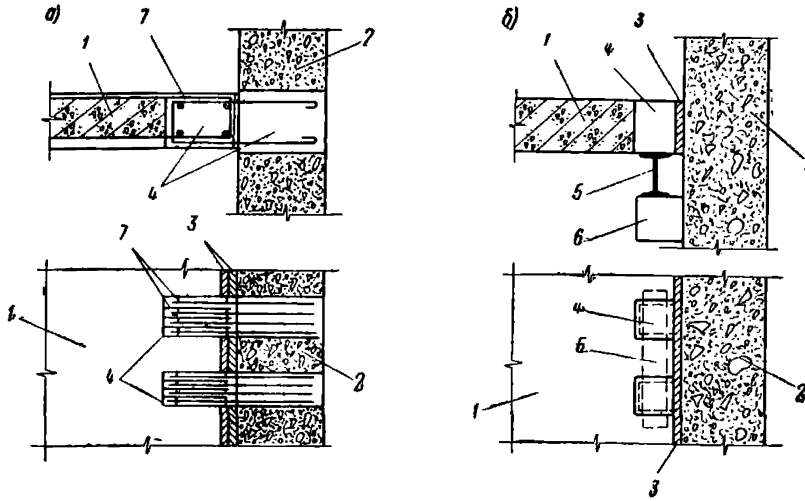


Рис. 13. Примеры сопряжения перекрытия с ядром жесткости

а — петлевой замоноличиваемый стык; *б* — стык с опорными частями; *1* — плита перекрытия; *2* — ядро жесткости; *3* — прокладки или слой цементного раствора; *4* — бетон замоноличивания; *5* — опорная часть; *6* — опорный столик; *7* — петлевые выпуски арматуры

монтажном блоке может быть образовано временными вертикальными связями, демонтируемыми после устройства постоянных закреплений перекрытий и замоноличивания конструктивных швов.

4.26. Ядра жесткости при относительно небольших размерах и простой замкнутой форме поперечного сечения (прямоугольное, круглое) могут быть запроектированы сборно-монолитной конструкции.

Сборные элементы могут применяться в виде плоских блоков (перемычки над проемами), панелей — сплошных и с проемами, элементов лоткового типа и др. При этом необходимо:

а) предусматривать выпуски из сборных элементов вертикальной и горизонтальной арматуры или закладные детали — для соединения на сварке с арматурой монолитных участков;

б) обеспечивать надежную связь между монолитным бетоном и сборными элементами в соответствии с требованиями главы СНиП III-В.1-70.

4.27. При опирании перекрытий на ядра жесткости (см. п. 2.5) следует разрабатывать конструкцию узла сопряжения, обеспечивающую: а) беспрепятственное вертикальное перемещение перекрытий (этажей) в про-

Таблица 1

Типы перекрытий, в зависимости от величины пролета и нормативной временной нагрузки

Длина пролета, м	Тип конструкции при временной нормативной нагрузке, кгс/м²		Дополнительные конструктивные меры
	150—300	350—500	
6	Плоское	Плоское	1. Повышение прочности приопорных участков (см. п. 4.47)
6—7,2	»	Плоское (1)	
7,2—8,4	Плоское (1)	Плоское (1, 2) или кессонное	2. Снижение собственного веса перекрытия (см. п. 4.54)
8,4—9,6	Плоское (1, 2) или кессонное	Кессонное	3. Предварительное напряжение арматуры
9,6—12	Кессонное (2)	Кессонное (1, 2) или ребристое	
12—15	Кессонное (2, 3) или ребристое	Ребристое (3)	

изменения их конструктивной схемы после подъема на проектную отметку — путем установки коротких (высотой на один этаж) колонн или других опор. Дополнительные колонны следует размещать по осям сетки основных колонн с шагом в $^1/_3$—$^1/_4$ пролета.

В этом случае перекрытия рассчитывают по двум схемам:

а) на стадии возведения — как неразрезные, опертые на основные колонны при действии нагрузки от собственного веса;

б) на стадии эксплуатации — как неразрезные с панелями, опертыми по контуру, при действии дополнительных усилий от остальной части полной нагрузки.

4.32. Строительная высота неразрезных перекрытий обычно принимается равной $^1/_{25}$—$^1/_{45}$ наибольшего пролета и проверяется расчетами на прочность приопорных участков (см. п. 5.23) и по деформациям (перемещениям).

Плоские плиты безбалочных перекрытий рекомендуется принимать толщиной 12—24 см с градацией размера через 2 см.

4.33. Перекрытия и покрытие рекомендуется проектировать с консольными выносами по периметру. Вылет консолей следует назначать исходя из архитектурно-планировочных решений и целесообразности выравнивания величин опорных и пролетных моментов по длине

и ширине перекрытия. Вылет консолей не должен превышать $^1/_3$ длины крайнего пролета по каждому направлению сетки колонн.

При устройстве прерывистых консолей (см. п. 3.5) их рекомендуется размещать в пределах надколонных полос перекрытия.

Если в наружных стенах, опертых на перекрытия, используются конструкции разного веса, то длину вылета и армирование консолей необходимо назначать из условия равенства прогибов их отдельных участков.

Допустимый предельный прогиб консолей определяется по указаниям главы СНиП II-В.1-62 *.

Примечания: 1. При назначении вылета консолей и допустимого их прогиба следует учитывать конструкцию сопряжения наружных стен и перегородок с перекрытиями, чтобы исключить передачу на них вертикальной нагрузки от перекрытий.

2. Прочность консолей перекрытий в зданиях, сооружаемых в сейсмических районах, следует определять с учетом вертикальной составляющей сейсмической нагрузки.

4.34. При устройстве примыкания перекрытий к ядрам жесткости по п. 2.5 величина вылета консолей определяется планировочными решениями и проверяется расчетом согласно пп. 5.12, 5.13.

4.35. Перекрытия (покрытие) следует проектировать монолитными или сборно-монолитными из плотного бетона на тяжелых или пористых заполнителях.

4.36. Сборно-монолитные перекрытия образуются:

а) армированием и замоноличиванием бетоном промежутков (швов) между регулярно расположенными сборными железобетонными коробчатыми элементами или армоцементными скорлупами — для создания кессонов;

б) то же — при вкладышах (блоках) из легкого бетона;

в) замоноличиванием сборных железобетонных скрытых капителей — опорных участков перекрытий (см. п. 4.49);

г) сваркой выпусков рабочей арматуры и замоноличиванием узлов пересечения сборных элементов ребер балочных перекрытий с устройством по их верху монолитной плиты.

Надежная связь между сборными элементами и укладываемым на месте бетоном должна обеспечиваться с помощью выпусков арматуры, устройством бетонных шпонок и другими проверенными мероприятиями.

Примечание. Применение перекрытий с элементами, указанными в подпунктах «в» и «г», в зданиях для сейсмических районов требует специального обоснования.

4.37. При соответствующем обосновании перекрытия для зданий, сооружаемых в обычных условиях, могут быть запроектированы из раздельных сборных крупноразмерных железобетонных элементов, объединяемых перед подъемом при помощи сварки закладных деталей или выпусков арматуры, замоноличивания швов раствором, а также путем натяжения на бетон всей или части рабочей арматуры.

4.38. В перекрытиях (покрытии) следует принимать монолитный бетон марок 200—300. При соответствующем обосновании допускается применение бетонов на пористых заполнителях марки 150.

4.39. Сборные элементы (кроме вкладышей), замоноличиваемые в перекрытиях, рекомендуется проектировать из тяжелого бетона марки 300 и выше или из бетона на пористых заполнителях марки не ниже 200.

4.40. Для армирования перекрытий рекомендуется применять плоские сварные сетки и каркасы из стержней периодического профиля.

Допускается использование вязаных сеток и каркасов из отдельных стержней.

4.41. Для сопряжения перекрытий с колоннами, распределения опорной реакции и обеспечения прочности на продавливание в опорной зоне перекрытий должны устанавливаться специальные закладные детали — стальные воротники Воротники используются для обрамления отверстий в перекрытиях, предназначенных для пропуска колонн при подъеме, и имеют специальные вырезы и детали для пропуска и закрепления грузовых тяг подъемников (рис. 14).

4.42. В большепролетных кессонных и ребристых перекрытиях со значительной строительной высотой, где применение воротников по расчету на продавливание (см. п. 5.24) не требуется, отверстия для пропуска колонн обрамляются стальными обоймами, заанкеренными в бетоне (рис. 15, *а*). При этом необходимо устраивать в перекрытиях отверстия для грузовых тяг подъемников и анкеры (рис. 15, *б*) или другие закладные детали для их закрепления при подъеме.

4.43. Отверстия в воротниках (обоймах) для свобод-

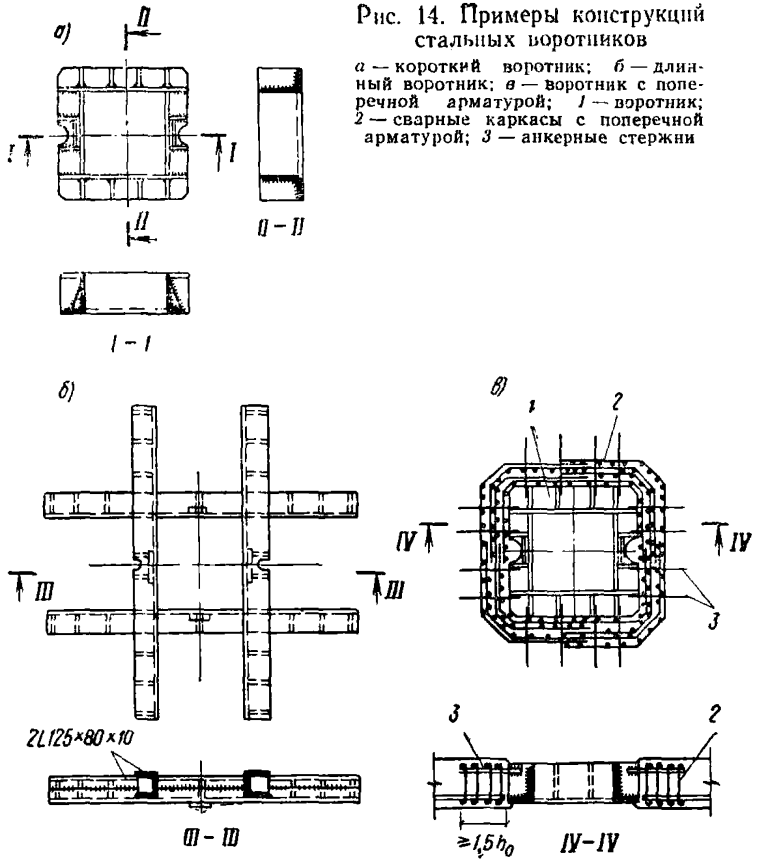


Рис. 14. Примеры конструкций стальных воротников

а — короткий воротник; *б* — длинный воротник; *в* — воротник с поперечной арматурой; *1* — воротник; *2* — сварные каркасы с поперечной арматурой; *3* — анкерные стержни

ного пропуска колонн должны иметь размеры в плане, обеспечивающие величину зазора в мм:

$$\Delta = 5 + 0{,}001\,H_1 + 0{,}0005\,(H - H_1), \qquad (1)$$

где H_1 — высота 1-го или наибольшего яруса, мм;

H — полная высота колонны, мм.

При этом величина зазора Δ с каждой стороны должна быть не менее 10 мм и не более 30 мм.

4.44. Рабочую арматуру опорной зоны перекрытия, обрываемую при устройстве отверстия для пропуска колонны или для размещения воротника, рекомендуется приваривать к верхней грани воротника (обоймы). Допускается приваривать к воротнику часть рабочих

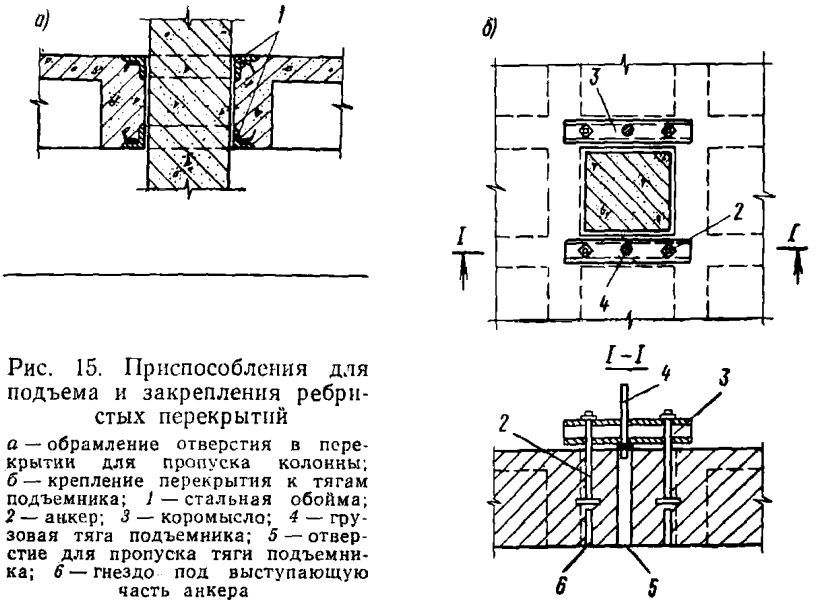


Рис. 15. Приспособления для подъема и закрепления ребристых перекрытий

а — обрамление отверстия в перекрытии для пропуска колонны; *б* — крепление перекрытия к тягам подъемника; *1* — стальная обойма; *2* — анкер; *3* — коромысло; *4* — грузовая тяга подъемника; *5* — отверстие для пропуска тяги подъемника; *6* — гнездо под выступающую часть анкера

стержней (не менее двух на каждую сторону воротника) и окаймлять отверстие дополнительной арматурой.

Примечание. Если рабочую арматуру нельзя приварить к воротнику (напрягаемая, малого диаметра, другие причины), то следует приварить к воротнику специальные анкерующие стержни из стали периодического профиля. Анкерные стержни должны выводиться за пределы пирамиды продавливания (см. п. 5.23) на величину зоны заделки для растянутых стержней изгибаемых элементов.

4.45. В зависимости от формы и размеров в плане применяются воротники следующих типов (см. рис. 14):

а) короткие, в виде замкнутой рамки с вылетом элементов от грани отверстия до края воротника не более рабочей высоты перекрытия h_0;

б) длинные, обычно в виде креста из попарно-параллельных балок с вылетом от грани отверстия до конца в пределах от h_0 до $3h_0$ (при размере стороны воротника не свыше 0,27 l — пролета перекрытия в рассматриваемом направлении).

Тип и размеры воротника в плане определяют расчетом согласно указаниям п. 5.23.

4.46. Размеры сечения элементов воротника назначаются таким образом, чтобы:

а) толщина защитного слоя бетона до нижней грани воротника в перекрытии составляла не менее 20 мм (в пределах воротника — по стальной сетке);

б) жесткость двух параллельных ветвей воротника составляла не менее 25% жесткости сплошного участка перекрытия с шириной, равной длине этих ветвей.

Элементы воротников должны быть рассчитаны в соответствии с рекомендациями приложения 4 или другими, более точными способами.

4.47. В случае, если необходимые размеры воротника по расчету на продавливание не отвечают условиям п. 4.45, следует:

а) армировать поперечной арматурой зону перекрытия за контуром воротника в соответствии с указаниями п. 4.48;

б) замоноличивать в опорных зонах перекрытия специальные сборные элементы — железобетонные скрытые капители (см. пп. 4.49—4.52);

в) повысить марку бетона перекрытий или увеличивать их толщину;

г) изменить тип конструкции перекрытия и снизить его собственный вес согласно указаниям табл. 1 и п. 4.54.

4.48. Поперечная арматура, учитываемая в расчете прочности на продавливание (см. п. 5.23), устанавливается в плитах перекрытий толщиной 20 см и более в виде вертикальных стержней, которые должны быть заанкерены на обоих концах за продольные стержни рабочей арматуры плиты и анкерующие стержни воротника (см. п. 4.44) с помощью сварки.

Поперечную арматуру рекомендуется объединять в сварные каркасы, располагаемые по концентрическим окружностям или многоугольникам в зоне за контуром воротника с шириной, равной не менее 1,5 h_0 (рис. 14, *в*). Расстояние между каркасами и шаг вертикальных стержней в каркасах следует принимать не более 100 мм и не более $^1/_2$ h_0. При этом первый ряд каркасов следует размещать вплотную к наружному контуру воротника. Для анкеровки в растянутой зоне плиты плоские каркасы должны быть объединены в пространственный каркас стержнями, перпендикулярными к их плоскости.

Диаметр поперечных (вертикальных) стержней должен быть не менее 5 мм. Диаметр продольных стержней в сварных каркасах принимается не менее диамет-

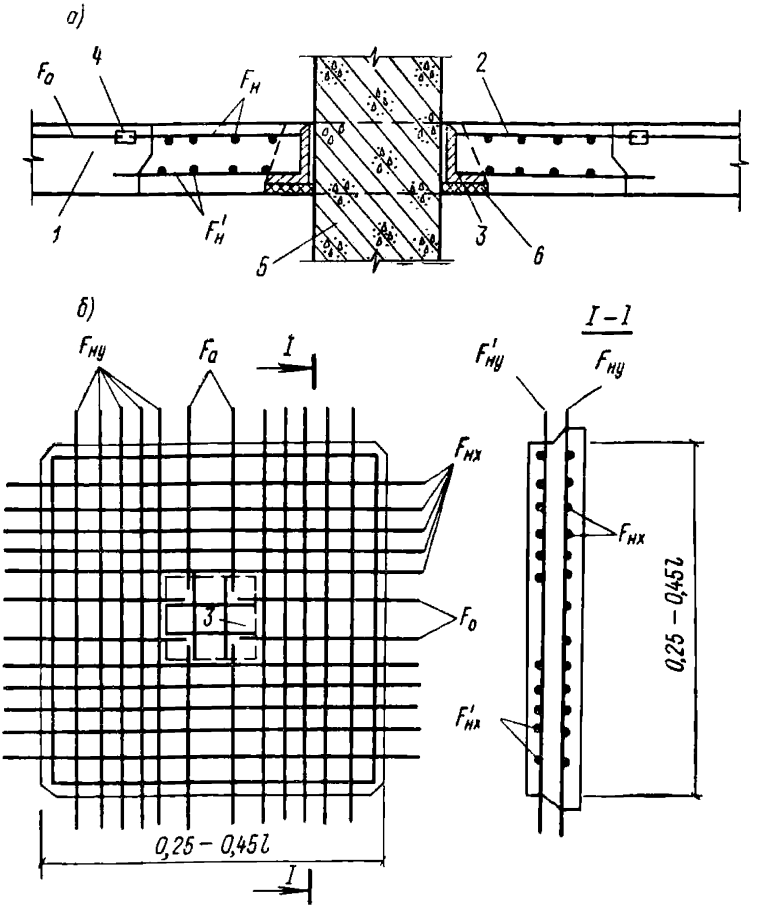


Рис. 16. Сборная преднапряженная скрытая капитель

а — сборно-монолитная плита перекрытия; *б* — армирование преднапряженной капители; *1* — плита перекрытия; *2* — скрытая капитель; *3* — стальной воротник; *4* — стык рабочей арматуры; *5* — колонна; *6* — слой штукатурки по металлической сетке

ра поперечной арматуры. Поперечная арматура, учитываемая в расчете, должна располагаться в пределах пирамиды продавливания, в зоне с шириной, равной h_0.

4.49. Назначение сборных железобетонных скрытых капителей безбалочных перекрытий состоит в том, чтобы:

а) повысить прочность на продавливание в месте опирания на колонны;

б) увеличить жесткость наиболее нагруженных опорных участков перекрытия;

в) снизить расход бетона (уменьшить требуемую по подпункту «а» толщину плиты) и стали в воротниках.

Примечание. Применение скрытых капителей рекомендуется в случаях, если их изготовление может быть организовано на заводе или специальном полигоне.

4.50. Скрытые капители следует проектировать предварительно напряженными, с арматурой из отдельных стержней периодического профиля (классов А-IIIв, А-IV, Ат-V) двух взаимно перпендикулярных направлений, параллельных рядам сетки колонн (рис. 16). Рекомендуется применять двойную напрягаемую арматуру, площадь сечения которой (по каждому направлению) определяется:

а) для расположенной в верхней, растянутой от внешних усилий зоне перекрытия — по расчету на прочность при изгибе и для обеспечения необходимого предварительного напряжения бетона (по п. 5.26);

б) для расположенной в нижней, сжатой от внешних усилий зоне — из условия обеспечения трещиностойкости этой зоны в стадии предварительного обжатия.

Примечание. Предварительное напряжение (обжатие) капителей может осуществляться путем навивки высокопрочной арматуры по их внешнему контуру. В этом случае расчет и проектирование капителей следует выполнять на основании данных специальных опытов.

4.51. Для капителей следует применять тяжелый бетон проектной марки по прочности на сжатие 300—500. При соответствующем обосновании и экспериментальной проверке допускается применение бетонов на пористых заполнителях проектной марки не ниже 250.

4.52. Необходимые размеры скрытых капителей в плане определяются по указаниям п. 5.28. Рекомендуется принимать их равными 0,25—0,45 l (длины пролетов по рядам колонн), если допускают условия изготовления и транспортирования с тем, чтобы основная часть надопорной зоны перекрытия выполнялась из высокопрочного преднапряженного железобетона.

Отверстие в центре капители для пропуска колонны необходимо обрамлять коротким воротником (см. п. 4.45 «а»).

Устанавливать поперечную арматуру по периметру стального воротника в капителях не рекомендуется.

4.53. Для обеспечения надежной связи капителей с монолитным бетоном необходимо устраивать выпуски верхней и нижней арматуры капители для стыкования с рабочей арматурой перекрытия.

На боковых гранях капителей следует предусматривать устройство пазов или выступов для образования шпонок при замоноличивании. Рекомендуется покрывать боковые грани капителей слоем цементного раствора или коллоидного цементного клея в соответствии с указаниями п. 4.27 главы СНиП III-В.1-70.

4.54. При проектировании перекрытий и покрытия следует стремиться к максимально возможному (по техническим и экономическим соображениям) снижению их собственного веса:

а) уменьшением толщины сплошных плоских плит за счет конструктивных решений (см. п. 4.47) или применением бетона на пористых заполнителях вместо тяжелого;

б) заменой плоских сплошных плит кессонными или сборно-монолитными с вкладышами из легкого бетона с объемной массой до 1,2 т/м^3 (на пористых заполнителях, ячеистого, поризованного).

4.55. Большие отверстия в перекрытиях (для пропуска инженерных сетей, вентиляционных каналов и т. п.) следует располагать в средней части панелей перекрытия — на пересечении пролетных полос (см. п. 5.11). При необходимости устройства отверстий в пределах надколонных полос их ширина не должна превышать $^1/_6$ пролета. При этом расстояние от грани колонны до края отверстия должно быть не менее 0,6 м и не менее размера большего основания пирамиды продавливания (п. 5.23). Отверстия больших размеров рекомендуется разделять на отсеки армированными перемычками. При этом обязательное окаймление отверстия дополнительной арматурой не исключается.

Во входящих углах больших отверстий рекомендуется устраивать закругления с радиусом не менее 5 см.

4.56. Размеры проемов в перекрытиях для пропуска вертикальных объемных элементов (объединенных и раздельных лифтовых шахт, вентиляционных панелей и лестничных клеток) следует назначать с учетом обеспе-

чения необходимого зазора между вертикальными гранями шахт и кромками перекрытий.

Необходимая величина зазора назначается с учетом:

а) способа возведения ядра (шахты) согласно п. 4.22;

б) конструкции узла сопряжения перекрытия с ядром жесткости (см. пп. 4.27 и 4.28);

в) требований обеспечения устойчивости каркаса в процессе подъема покрытия и перекрытий при помощи временных закреплений.

Величину зазора можно принимать равной:

$$\Delta = 20 + 0{,}001\,H, \qquad (2)$$

где H — полная высота в мм ядра при возведении в скользящей опалубке, высота этажа или секции при возведении ядра в переставной опалубке, а также из сборных элементов.

При этом величина зазора Δ должна быть не менее 25 мм и не более 75 мм.

Рекомендуется (при величине зазора более 50 мм) закреплять на поднимаемом покрытии (этаже) по контуру проема пружинные упоры-фиксаторы.

Соединения и швы

4.57. Постоянное опирание перекрытий на колонны может быть осуществлено:

1) через стальные штыри, вставляемые в отверстия в колоннах (рис. 17, *а*), — опирание на две точки;

2) через клинья, устанавливаемые между перекрытием и накладными деталями, приваренными к закладным деталям в колоннах (рис. 17, *б*), — опирание по двум граням;

3) непосредственно через столики, привариваемые к закладным деталям колонн после подъема перекрытий на проектную отметку (рис. 17, *в*), — опирание по четырем граням;

4) через парные клинья между вертикальными плоскостями колонн и перекрытий — при кессонных и ребристых перекрытиях со строительной высотой 40 см и более (рис. 17, *г*);

5) при помощи других типов приспособлений и деталей, обеспечивающих надежное и неизменяемое соединение перекрытий с колоннами.

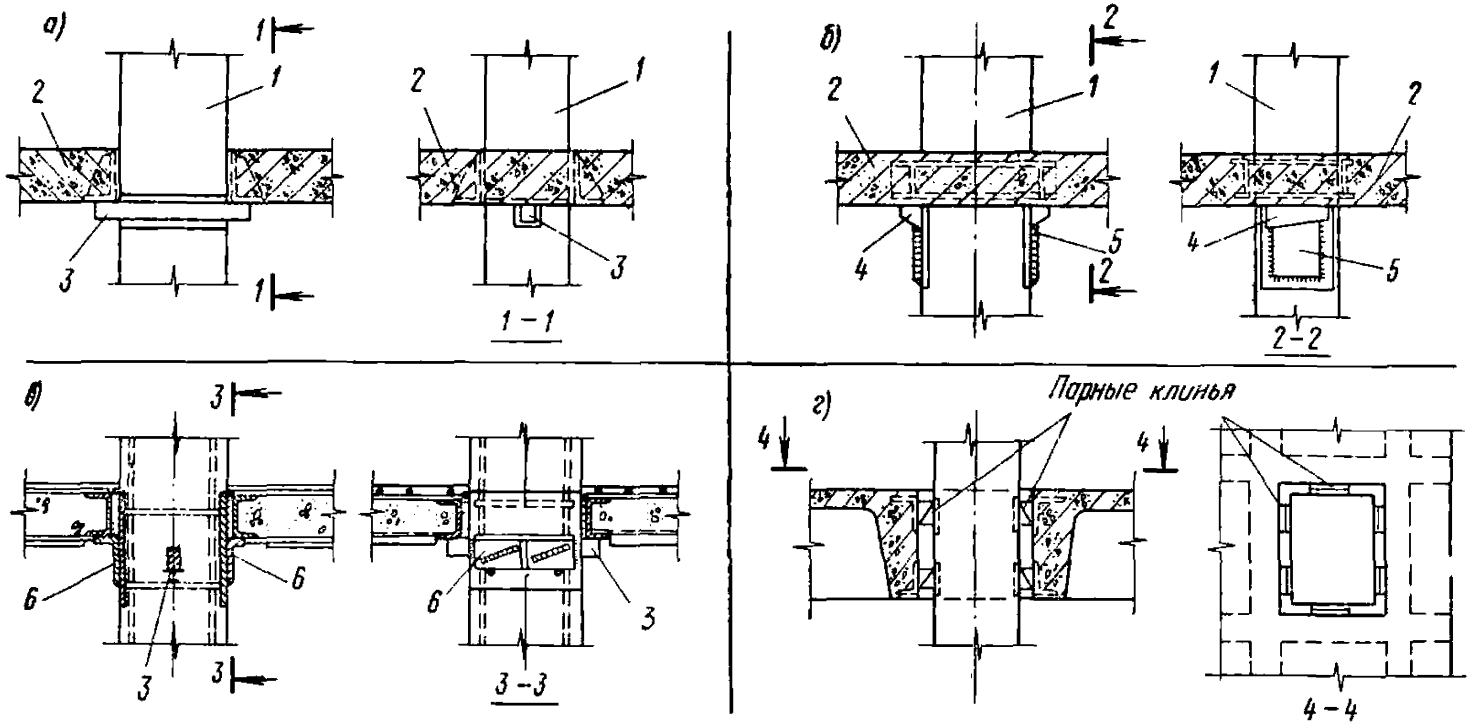


Рис. 17. Схемы опирания перекрытий на колонны

а — при помощи штырей; *б* — при помощи клиньев и накладок; *в* — при помощи штырей и накладок; *г* — при помощи парных клиньев; *1* — колонна; *2* — перекрытие; *3* — штырь; *4* — регулируемый клин; *5* — накладка; *6* — столик

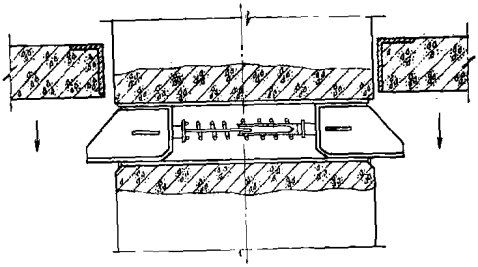


Рис. 18. Конструкция пружинной защелки (ЛенЗНИИЭП) для временного опирания перекрытия на колонну

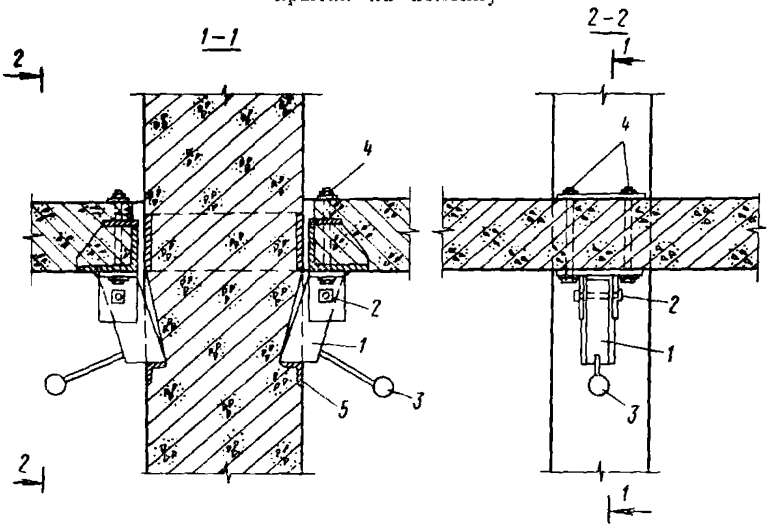


Рис. 19. Защелка механическая (Мосгражданпроект)

1 — защелка; *2* — ось защелки; *3* — противовес; *4* — крепежные болты; *5* — закладная упорная деталь колонны

При любом типе соединения зазоры между вертикальными гранями колонны и перекрытия и отверстия в колонне для установки штырей должны быть заделаны (за исключением условий по п. 4.62) раствором или мелкозернистым бетоном проектной марки не ниже 200. Все открытые поверхности стальных деталей (штырей, накладок, клиньев и т. п.) должны защищаться слоем штукатурки толщиной не менее 20 мм, наносимого по стальной сетке.

4.58. Временное опирание перекрытий на колонны рекомендуется осуществлять через специальные «защелки», устанавливаемые в отверстия заранее или опирающиеся на закладные детали колонн — по типу изображенных на рис. 18, 19.

4.59. Штыри и защелки следует рассчитывать по указаниям пп. 5.21, 5.22 и 5.36. Рекомендуется проектировать их из прокатных профилей.

4.60. Узлы каркаса в зависимости от принятой конструктивной системы следует решать жесткими или шарнирными.

Создание жесткого рамного узла рекомендуется осуществлять постановкой и приваркой парных клиньев в уровне верха и низа конструкции перекрытия по периметру колонн (рис. 17, *г*).

Если необходимая жесткость узла клиньями не обеспечивается (по условиям смятия бетона под ними, при работе элементов воротника на изгиб с кручением и т. п.), то следует осуществлять приварку верхней и нижней полок воротника к закладным деталям колонны при помощи накладок.

Жесткие узлы (включая элементы соединения — воротники, закладные детали колонн и др.) должны быть проверены расчетом на прочность (см. п. 5.20).

Шарнирные узлы образуются при устройстве опирания согласно п. 4.57 по схемам рис. 17, *а, б, в*.

4.61. При выборе типа шарнирного соединения перекрытий с колоннами следует учитывать, что:

а) опирание перекрытий через штыри и пружинные защелки обеспечивает монтажные преимущества и немедленное высвобождение тяг подъемников, но ведет к увеличению расхода металла на закладные детали и ослаблению сечения колонн отверстиями; усложняет изготовление колонн в связи с устройством в них отверстий с большой точностью расположения по длине;

б) опирание перекрытий через клинья и накладки позволяет значительно снизить расход стали в узлах и исключает ослабление колонн отверстиями и расхождение в отметках точек опирания, но требует выполнения сварочных работ высокого качества непосредственно в процессе монтажа, до отключения подъемников.

4.62. В зданиях, сооружаемых с сохранением вечномерзлых грунтов в основании, перекрытия над проветриваемыми подпольями рекомендуется опирать на колон-

ны свободно, через штыри или накладки, чтобы снизить величину температурных усилий.

При этом зазоры между вертикальными гранями колонн и перекрытий следует заполнять эластичными трудносгораемыми прокладками с антикоррозионной защитой стальных закладных деталей.

4.63. В перекрытиях зданий большой протяженности необходимо устраивать температурно-усадочные швы.

Расстояния между температурно-усадочными швами должны устанавливаться расчетом с учетом трещинообразования и реологических свойств бетона.

Если расстояния между температурно-усадочными швами (длина здания или отсека) не превышают величин, приведенных в табл. 12 главы СНиП II-В.1-62*, то расчет конструкций на действие температуры и усадки разрешается не производить.

Для перекрытий в зданиях со связевой системой каркаса, если в пределах отсека располагается два или больше ядер жесткости, расстояния между температурно-усадочными швами и между ядрами жесткости должны определяться расчетом:

перекрытий на действие дополнительных усилий от температуры и усадки при закреплении на ядрах жесткости;

ядер жесткости как консольных стоек, загруженных горизонтальными дополнительными усилиями в уровне перекрытий.

Для снижения температурных усилий в статически неопределимых системах каркаса рекомендуется предусматривать членение перекрытий временными (конструктивными, см. п. 4.65) швами в соответствии с рекомендациями п. 4.17 главы СНиП II-В.1-62*.

4.64. Ширину температурно-усадочных швов следует определять расчетом (см. п. 5.19) и принимать не менее 2 см.

Антисейсмические швы в перекрытиях следует устраивать в соответствии с указаниями главы СНиП II-А.12-69.

4.65. При невозможности изготавливать или поднимать перекрытия сразу целиком (недостаточная грузоподъемность комплекта подъемников) их следует разделять на секции конструктивными швами. Конструктивные швы могут предусматриваться также для:

подъема секций покрытия в наклонном положении;

уменьшения температурно-усадочных усилий (см. п. 4.63).

Конструктивные швы следует располагать в пролете перекрытия, в сечениях с минимальными скалывающими напряжениями.

4.66. Ширина конструктивного шва определяется требованиями последующего соединения выпусков стержней арматуры равнопрочными сварными стыками, а также условиями производства работ по замоноличиванию. Рекомендуется производить замоноличивание бетоном на расширяющемся или безусадочном цементе.

5. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

5.1. Расчет зданий, возводимых методом подъема перекрытий или этажей, должен включать определение усилий и деформаций в конструкциях для двух стадий работы:

а) эксплуатационной — для *законченного здания* с принятой конструктивной системой (см. п. 2.2) при нагрузках и воздействиях, определяемых согласно указаниям глав СНиП II-А. 10-71 и II-А. 11-62;

б) возведения, на основании промежуточных расчетных схем, отражающих работу несущих конструкций зданий на этапах и в условиях монтажа (подъема) при кратковременном действии соответствующих нагрузок; количество промежуточных схем устанавливается в каждом конкретном случае, в зависимости от способа возведения (см. п. 2.7), графика подъема и закрепления перекрытий, количества ярусов и других условий (см. п. 2.5).

Примечание. Расчет зданий на сейсмические воздействия следует производить для эксплуатационной стадии работы в соответствии с указаниями главы СНиП II-А. 12-69. При определении расчетных величин сейсмических нагрузок значение коэффициента динамичности β_i следует принимать не менее 1,2.

Эксплуатационная стадия

5.2. Определение усилий в рамных системах и элементах жесткости следует производить обычными методами строительной механики.

5.3. При расчете многоэтажных зданий с рамным *каркасом* расчетную длину стоек можно принимать по аналогии с обычными схемами для плоских многоэтажных рам. Для зданий с рамно-связевым или связевым

каркасом расчетная длина стоек должна определяться с учетом податливости элементов жесткости.

5.4. При связевой системе каркаса расчет производится:

а) колонн — только на действие вертикальной нагрузки с учетом возможных местных изгибающих моментов, вызванных ее эксцентричным приложением;

б) элементов жесткости — на всю горизонтальную нагрузку, действующую на здание в целом (включая усилия, возникающие при отклонении колонн от вертикали на монтаже), а также на вертикальную нагрузку от их собственного веса и от опертых участков перекрытий (см. п. 2.5);

в) перекрытий — на действие вертикальной нагрузки и как плоских дисков, опертых на упругосмещающиеся элементы жесткости здания при действии горизонтальных нагрузок (по подпункту «б») в соответствии с п. 5.10.

Распределение ветровой нагрузки между элементами жесткости можно производить согласно приложению 3 к «Указаниям по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов» СН 321-65.

5.5. При несимметричном расположении рам и элементов жесткости в плане здания (отсека) относительно его центральных осей должно учитываться действие горизонтального крутящего момента, возникающего вследствие несовпадения точки приложения равнодействующей ветровой нагрузки и центра кручения.

5.6. Здания, которые в плане близки к квадрату или кругу (башенного типа), необходимо проверять на возможную изгибно-крутильную форму потери устойчивости.

5.7. Статически неопределимые неразрезные конструкции перекрытий и покрытий в зависимости от их типа (см. п. 4.30) следует рассчитывать:

а) при рамной системе каркаса — как ригели заменяющих рам с учетом жесткости колонн вышеи нижележащих этажей;

б) в остальных случаях — как безбалочные бескапительные плиты (плоские или мелкокессонные) или как перекрестные балки.

При этом усилия определяются, как правило, с учетом неупругих деформаций и наличия трещин (перераспределения усилий) в соответствии с указаниями «Инструкции по расчету статически неопределимых железобе-

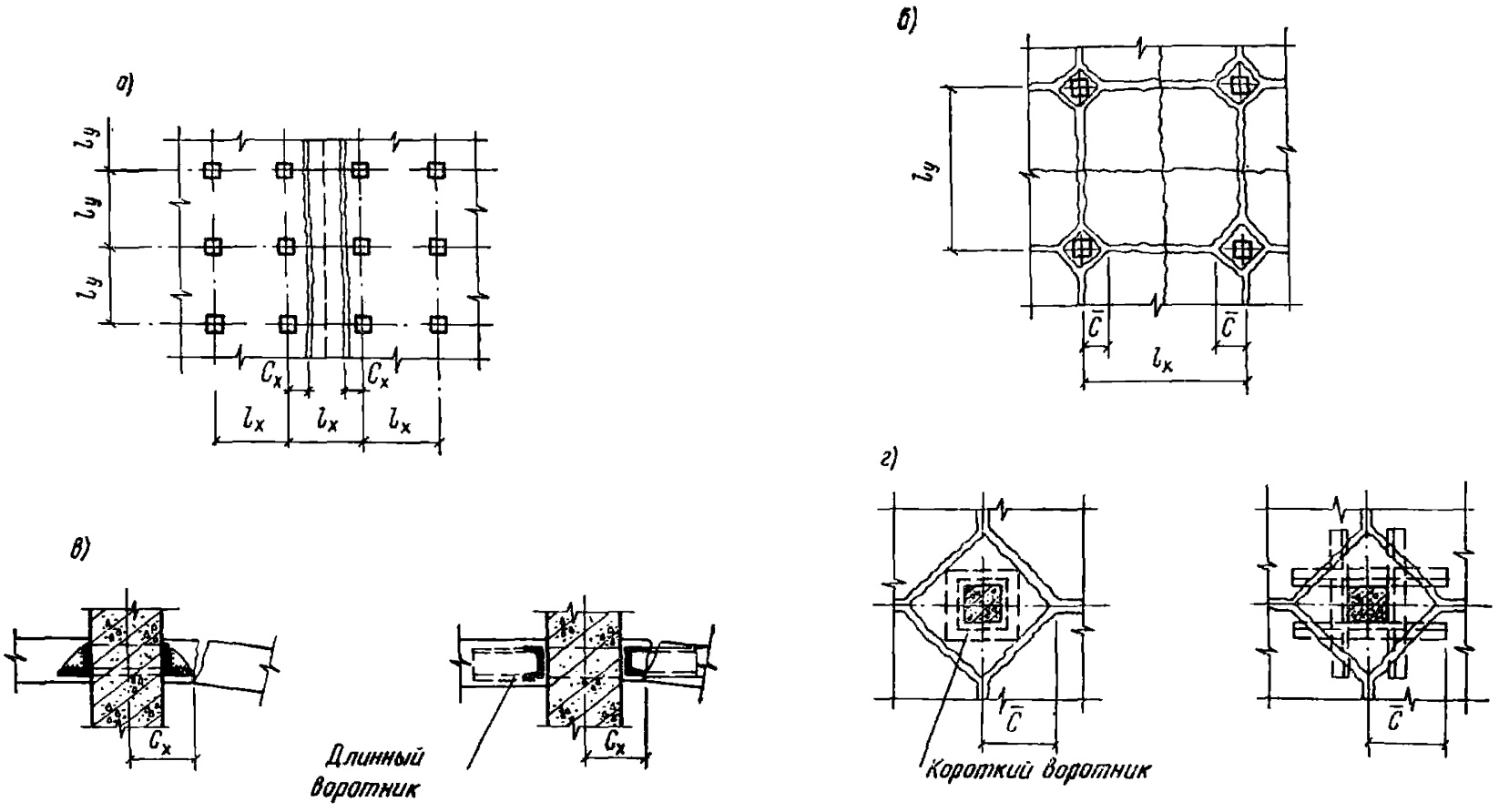


Рис. 20. Схемы к расчету плит перекрытий по методу предельного равновесия

а — по случаю I (излом одной полосы панелей вдоль или поперек перекрытия при его загружении через пролет); *б* — по случаю II (излом смежных панелей при сплошном загружении); *в* — схема для определения величины C_x в плитах с короткими и длинными воротниками; *г* — схема для определения величины $\overline{C}$ в плитах с короткими и длинными воротниками

тонных конструкций с учетом перераспределения усилий» (издание II., М., 1961).

5.8. Расчет безбалочных плит перекрытий, шарнирно опертых на колонны, рекомендуется производить по методу предельного равновесия в соответствии с указанной в п. 5.7 Инструкцией (глава IV) при нагрузках, равномерно распределенных по всему перекрытию или по его части.

При этом расчет на излом поперек перекрытия (рис. 20, *а*) производится при величине C_x, равной:

а) для плит с короткими воротниками — расстоянию от оси колонны до края воротника;

б) для плит с длинными воротниками — расстоянию от оси колонны до наружной грани ветви воротника, параллельной направлению рассматриваемого линейного шарнира. Здесь под C_x подразумевается расстояние крайних (опорных) пластических шарниров от ближайших к ним рядов колонн.

При расчете на излом смежных панелей разных рядов величину $\overline{C}$ рекомендуется определять исходя из следующих допущений (рис. 20,*б*);

для плит с короткими воротниками трещина проходит через угол воротника;

для плит с длинными воротниками трещина проходит через вершину входящего угла, образованного двумя пересекающимися ветвями воротника.

Здесь под $\overline{C}$ подразумевается катет прямоугольного треугольника, отламывающегося от четверти панели над опорой.

5.9. Перекрытия (покрытия) должны быть рассчитаны на прочность, по раскрытию трещин, по деформациям (прогибам).

5.10. Расчет прочности перекрытия (покрытия) должен предусматривать:

а) расчет на продавливание опорных участков в соответствии с их конструкцией по указаниям пп. 5.23, 5.24, 5.25;

б) расчет по прочности при изгибе нормальных (и наклонных — для ребристых конструкций) опорных и пролетных сечений при действии вертикальной нагрузки;

в) расчет по прочности консолей, расположенных по внешнему контуру перекрытия (см. п. 5.12) и в местах

примыкания перекрытия к ядрам жесткости (см. п. 5.13);

г) проверку прочности при изгибе перекрытия в своей плоскости от действия горизонтальной нагрузки — как балки на упругих опорах (элементах жесткости);

д) проверку прочности и раскрытия трещин при длительном действии дополнительных усилий, вызванных разницей в отметках опорных закреплений перекрытий на колоннах одного продольного и одного поперечного ряда в соответствии с указаниями п. 5.15.

5.11. В безбалочных плитах перекрытий рекомендуется величину изгибающих моментов распределять следующим образом:

в опорных сечениях надколонной полосы отрицательный момент принимать равным 0,6—0,65 полной величины $M_{оп}$;

в пролетных сечениях надколонной полосы (положительный момент) принимать равным 0,55—0,6 полной величины $M_{пр}$.

Соответственно с этим следует распределять и рабочую арматуру в пролетных и надколонных полосах перекрытия.

Примечание. Надколонными полосами называются части перекрытия, расположенные в пределах $^1/_4$ пролета в каждую сторону от оси ряда колонн. Пролетная полоса занимает остающуюся между надколонными полосами ширину.

5.12. Консоли перекрытия и покрытия, расположенные по внешнему контуру (свесы за рядами крайних колонн), необходимо рассчитывать по прочности:

а) в направлении, параллельном их краю, так же как и соседнюю полосу панелей перекрытия;

б) в направлении, перпендикулярном к их краю, как консольную балку с вылетом, равным расстоянию от края до оси первого ряда колонн.

Примечание. Верхнюю зону консолей в пределах надколонных полос необходимо армировать стержнями двух взаимно перпендикулярных направлений. При этом рекомендуется на этих участках располагать не менее $^3/_5$ арматуры, параллельной направлению вылета консоли.

5.13. Короткие консоли перекрытий и покрытия, примыкающие к ядрам жесткости (см. п. 2.5.), должны быть рассчитаны с учетом дополнительных усилий, возникающих из-за возможного перемещения их края при повороте горизонтальных сечений ядра жесткости при его изгибе.

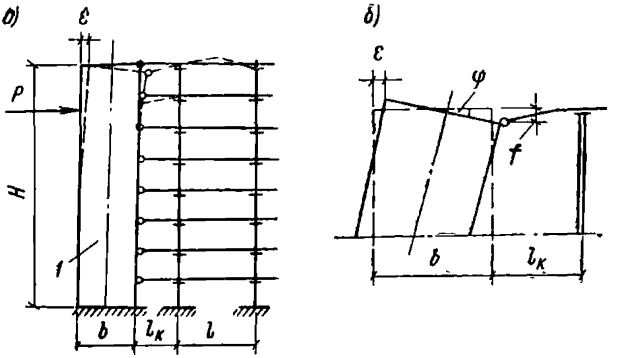


Рис. 21. Схема определения вынужденного прогиба консолей перекрытий

а — деформации связевого каркаса при действии горизонтальной нагрузки; *б* — схема для определения прогиба консоли (*f*); *1* — ядро жесткости

Величина угла поворота $\varphi \approx \frac{\varepsilon}{H}$ (рис. 21) зависит от высоты здания, жесткости ядра, величины горизонтальных нагрузок и должна определяться при расчете ядра жесткости в уровне покрытия и следующих за ним перекрытий между вторым и третьим верхними этажами.

Величина дополнительных усилий в консоли и перекрытии может быть определена как при действии условной вертикальной сосредоточенной нагрузки — силы $P_у$, расположенной на конце консоли.

Величина нагрузки $P_у$ определяется из условия, что величины прогиба (выгиба) консоли

$$f_к = 0{,}5\, b \operatorname{tg} \varphi \leqslant f', \qquad (3)$$

где b — размер внешнего контура ядра жесткости в направлении вылета консоли;

φ — угол поворота сечения ядра жесткости в уровне перекрытия (покрытия) от горизонтали;

f' — предельный прогиб (выгиб) консоли согласно табл. 11 главы СНиП II-В.1-62*.

Условная сосредоточенная нагрузка может быть определена по формуле

$$P_у = f_к \frac{3 \cdot 0{,}85\, E_б J_п}{l_к^3}, \qquad (4)$$

где $f_к$, $l_к$ — вынужденный прогиб по (3) и вылет консоли соответственно;

$J_п$ — приведенный момент инерции сечения консоли;

$E_б$ — начальный модуль упругости бетона.

При расчете консолей следует учитывать действие силы $P_у$ совместно с вертикальной нагрузкой, расположенной на консоли:

а) *полной расчетной при прогибе консоли*;

б) постоянной нормативной при выгибе консоли.

Необходимо предусматривать соответствующее армирование верхней и нижней зоны консоли.

5.14. Если перекрытие оперто непосредственно на ядро жесткости (см. п. 2.5), то при его расчете должны быть учтены дополнительные усилия, вызванные смещением этой опоры на величину $f_к$, определяемую по п. 5.13.

5.15. Расчет перекрытий на смещение опор (см. п. 5.10 «д») разрешается производить как неразрезной балки с шириной, равной $^1/_2$ пролета в каждую сторону от оси ряда колонн. При этом предполагается, что допустимая величина смещения (см. п. 6.7) происходит поочередно на каждой из колонн продольного или поперечного ряда. В многопролетных перекрытиях рекомендуется определять усилия в предположении одновременного смещения отметок двух опор (не соседних) с разницей в величине смещения в $^1/_2$ от максимального.

Усилия определяются при действии расчетной постоянной и 50% временной нагрузки на перекрытие и с учетом указаний п. 5.19.

5.16. Прогибы безбалочных перекрытий с обычным армированием, работающих с трещинами, рекомендуется определять приближенно в соответствии с методикой, приведенной в «Инструкции по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий» (издание II, М., 1961).

Прогиб $f_{кр}$ определяется по линейной интерполяции между прогибом $f_т$, отвечающим образованию первых трещин, и прогибом $f_п$, непосредственно предшествующим исчерпанию несущей способности.

Прогиб $f_т$ (при образовании первых трещин) перекрытий, неразрезных в двух направлениях, рекомендуется определять по формуле

$$f_т = 0{,}035 \frac{p_т (l_x^4 + l_y^4)}{E h^3}, \qquad (5)$$

где $p_т$ — нагрузка при появлении трещин, определяемая с учетом схемы по рис. 20, *б* при значениях c_x, указанных на рис. 20, *а*.

Для безбалочных плоских перекрытий с квадратной сеткой колонн прогиб $f_п$ может быть выражен формулой

$$f_п = \frac{0{,}2\, l_1 R_a\, (0{,}5\, l - C_x)}{E_a\, (h_{0ср} - X_{ср})}, \qquad (6)$$

где l — пролет плиты по осям колонн;

C_x — расстояние в зависимости от типа воротника рис. 20, *а;*

$l_1 = l - 2C_x$ — пролет плиты в чистоте между условными капителями.

Определение остальных величин, входящих в формулы (5), (6), производится по указанной выше Инструкции.

5.17. Ядро жесткости для зданий повышенной этажности и высотных на действие горизонтальных ветровых и вертикальных нагрузок (от собственного веса и с примыкающих участков перекрытий) рекомендуется рассчитывать как пространственный составной тонкостенный стержень на едином фундаменте, в общем случае упруго заделанный в основании (см. приложение 5).

При этом должны выполняться следующие условия:

а) примыкание перекрытий к ядру жесткости должно обеспечивать неизменяемость контура его поперечного сечения;

б) размеры поперечного сечения должны удовлетворять соотношениям $b/H \leqslant 0{,}2$ и $d/b \leqslant 0{,}1$, где b — больший размер внешнего контура; H — высота ядра и d — толщина стенок;

в) проемы в стенах ядра жесткости расположены регулярно.

Допускается выполнять расчет ядер жесткости и другими проверенными способами.

5.18. Ядра жесткости в случаях, предусмотренных в п. 4.63, должны быть рассчитаны на действие усилий, вызванных стесненными перемещениями перекрытий из-за температурных и усадочных деформаций бетона.

5.19. Усилия, возникающие в ядрах жесткости и перекрытиях от изменения температуры, усадки бетона и вертикального смещения опор перекрытий, определяются, как правило, с учетом неупругих деформаций бетона и наличия трещин.

При определении перечисленных усилий и перемещений рекомендуется принимать:

а) коэффициент линейной температурной деформации бетона и железобетона тяжелого $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5}$ (град $^{-1}$), то же, для бетона на пористых заполнителях $\alpha_t = 0{,}7 \div 0{,}85 \cdot 10^{-5}$ (град$^{-1}$);

б) модуль деформации бетона при кратковременном нагружении

$$E = 0{,}85\, E_б,$$

а при длительном нагружении

$$E = 0{,}45\, E_б,$$

где $E_б$ — начальный модуль упругости бетона по СНиП II-В.1-62*.

Допускается определять конечную величину относительной деформации усадки бетона естественного твердения по формуле

$$\alpha_y = \varepsilon_y\, \beta_t, \qquad (7)$$

где $\varepsilon_y = 20 \cdot 10^{-5}$ и $\beta_t = \frac{300 - t_1}{250}$ — для обычного (тяжелого) бетона;

$\varepsilon_y = 30 \cdot 10^{-5}$ и $\beta_t = \frac{400 - t_1}{400}$ — для легкого бетона на пористых заполнителях;

t_1 — возраст бетона в сутках к моменту «замыкания» конструкции.

5.20. Участки колонн в пределах толщины перекрытий при жестких узлах рам каркаса должны быть рассчитаны на прочность. Если прочность участка колонны в пределах узла недостаточна, то его следует усилить косвенным армированием сетками, установленными нормально к оси колонны.

5.21. Участки колонн, ослабленные отверстиями для установки стальных штырей (рис. 22), должны быть проверены расчетом по прочности:

а) ослабленных сечений при действии наибольших расчетных усилий;

б) на местное смятие бетона под штырем.

Расчет по подпункту «б» выполняется в предположении, что стальной штырь работает как двухконсольная балка, опертая на площадках смятия, передающая на

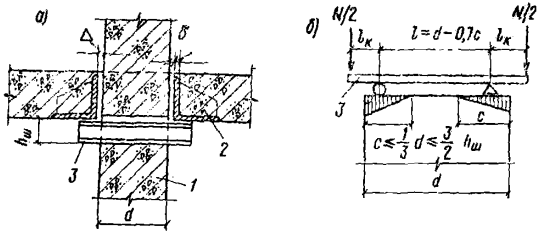


Рис. 22. Схемы для расчета штыря

а — узел опирания; *б* — расчетная схема; *1* — колонна; *2* — стальной воротник; *3* — штырь; *с* — длина площадки смятия бетона

колонну реакцию от перекрытия при действии расчетной нагрузки. При этом длина площадок смятия принимается не более $^1/_3$ длины отверстия и не более $^3/_2$ высоты штыря, а ширина штыря определяется расчетом.

Не рекомендуется устраивать отверстия с шириной более 0,25 соответствующего размера поперечного сечения колонны.

5.22. Необходимые размеры поперечного сечения стального штыря определяются при его расчете на срез и по прочности на изгиб при вылете консолей (см. п. 5.21):

$$l_к = 0{,}3\,c + \Delta + \delta, \qquad (8)$$

где c — длина площадки смятия;

Δ — зазор между вертикальными гранями колонны и отверстия в перекрытии (см. п. 4.43);

δ — толщина вертикальной стенки стального воротника (обоймы), обрамляющей отверстие.

5.23. Расчет на продавливание опорных участков перекрытий (покрытия) со стальными воротниками (см. п. 4.45) производится из условия

$$P \leqslant m_{п.б} R_p b_{ср} h_{0_{ср}}, \qquad (9)$$

где P — расчетная продавливающая сила;

$h_{0_{ср}} = \frac{h_{0\,x} + h_{0y}}{2}$ — средняя рабочая высота сечения перекрытия (плиты) на проверяемом участке, отсчитываемая от сжатой грани воротника;

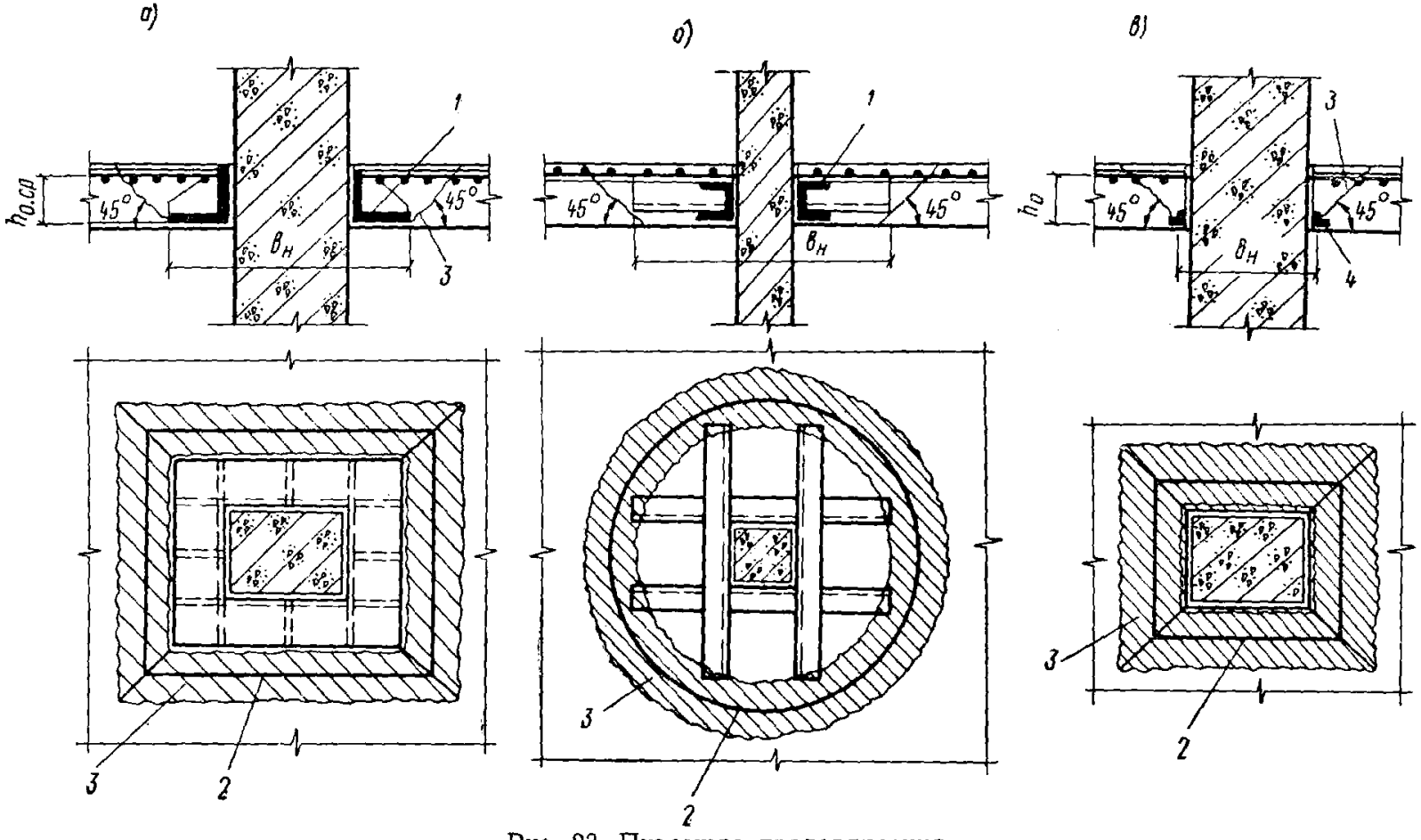


Рис. 23. Пирамида продавливания

а — при коротком воротнике; *б* — при длинном воротнике; *в* — без воротника; *1* — воротник; *2* — средний периметр продавливания; *3* — поверхность продавливания; *4* — обойма

$b_{ср}$ — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего основания пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения $h_{0_{ср}}$;

$R_р$ — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

$m_{п.б}$ — коэффициент условий работы бетона при продавливании.

Значения коэффициента $m_{п.б}$ в формуле (9), а также в формулах (10), (11) и (12) принимаются по табл. 2, в зависимости от типа стального воротника.

Таблица 2

Значение коэффициента $m_{п.б}$

Тип воротника	Коэффициент $m_{п.б}$
Короткий	0,75
Длинный	0,6
Обойма	0,7

При определении $b_{ср}$ предполагается, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, меньшее основание которой представляет собой выпуклую фигуру, очерченную по выступающим (внешним) граням воротника. Боковые стороны пирамиды продавливания наклонены под углом 45° к горизонтали (рис. 23, *а, б*).

Величина силы P определяется как опорная реакция колонны от действия рассматриваемого перекрытия за вычетом нагрузок, приложенных к большому (верхнему) основанию пирамиды продавливания.

В том случае, если продавливающая сила P превышает прочность перекрытия на продавливание, часть продавливающей силы может быть передана на поперечную арматуру, расположенную в пределах пирамиды продавливания (см. п. 4.48). При этом поперечная арматура устанавливается в таком количестве, чтобы с расчетным сопротивлением $R_{ах}$ она воспринимала полную продавливающую силу. Расчет на продавливание производится из условия

$$P \leqslant m_{п.б} R_р b_{ср} h_{0_{ср}} + 0{,}4 R_{ах} F_х, \qquad (10)$$

где $m_{п.б}$ — значение коэффициента, определяемое по табл. 2;

$F_x = \frac{P}{R_{ax}}$ — требуемая площадь поперечного сечения всех поперечных стержней, расположенных равномерно в пределах наклонных плоскостей пирамиды продавливания.

При наличии поперечной арматуры должен быть также произведен расчет на продавливание без учета поперечной арматуры по пирамиде, меньшее основание которой включает зону расположения расчетной (см. п. 4.48) поперечной арматуры — из условия (9).

5.24. В местах опирания перекрытий на колонны стальные воротники можно не устанавливать, если выполняется условие

$$P \leqslant m_{п.б} R_p \bar{b}_{ср} h_{0_{ср}}, \qquad (11)$$

где $m_{п.б}$ — принимается по табл. 2, как для обоймы;

$h_{0_{ср}}$ — средняя рабочая высота сечения на проверяемом участке;

$\bar{b}_{ср}$ — средний периметр пирамиды продавливания, меньшее основание которой соответствует габаритам отверстия в перекрытии, а грани наклонены под углом 45° к вертикали (рис. 23, *в*).

В этом случае отверстия обрамляются стальными обоймами (см. п. 4.42) и опирание перекрытий на колонны выполняют по указаниям п. 4.57, подпунктов 3 и 4.

5.25. Расчет на продавливание предварительно-напряженных скрытых железобетонных капителей (см. пп. 4.49—4.52), замоноличиваемых в опорных участках перекрытий (покрытия), производится из условия

$$P \leqslant R_p b_{ср} h_{0_{ср}} (m_{п.б} + 1{,}7 m_т \eta), \qquad (12)$$

где P — расчетная продавливающая сила (см. п. 5.23);

R_p, $b_{ср}$ — указанные в формуле (9);

$h_{0_{ср}}$ — средняя рабочая высота капители, отсчитываемая от сжатой (нижней) грани короткого стального воротника;

$m_{п.б}$ — коэффициент, принимаемый по табл. 2 для короткого воротника;

$m_т$ — коэффициент точности предварительного напряжения, определяемый по указаниям п. 3.4 «Инструкции по проектированию железобетонных конструкций» (НИИЖБ, 1968);

$\eta = \frac{\sigma_{б.р}}{R}$ — степень обжатия бетона верхней (растянутой внешними усилиями) зоны капители при установившихся предварительных напряжениях в бетоне $\sigma_{б.р}$ и его кубиковой прочности R (см. п. 5.26).

Примечание. Суммарное значение величин, стоящих в круглых скобках формулы (12), принимается не свыше 1,3. При специальном обосновании это значение может быть повышено.

5.26. При проектировании скрытых железобетонных капителей с предварительно-напрягаемой арматурой согласно п. 5.25 следует обеспечивать выполнение условия

$$0{,}20 \leqslant \eta \leqslant 0{,}35, \qquad (13)$$

а установившиеся напряжения в бетоне растянутой зоны сечения капители $\sigma_{б.р}$ определять как средние по двум взаимно перпендикулярным направлениям перекрестной арматуры.

Если количество арматуры в растянутой зоне сечения капители, определенное из расчета прочности при изгибе перекрытия (опорной зоны), оказывается недостаточным для выполнения условия (13), то его необходимо увеличить или изменить класс арматуры.

В случае, если количество напрягаемой арматуры в растянутой зоне капители принято большим, чем это требуется для соблюдения условия (13), то при проверке условия (12) следует принимать $\eta = 0{,}35$ и выполнить указания по примечанию к п. 5.25.

Допускается часть растянутой арматуры капители применять без предварительного напряжения, если при этом удовлетворяются условия (12) и (13) и расстояния между стержнями напрягаемой арматуры не превышают $2h_0$. При этом должны выполняться указания п. 4.44.

При определении предварительных напряжений в бетоне $\sigma_{б.р}$ учитываются полные потери предварительного напряжения арматуры.

5.27. При проектировании скрытых железобетонных капителей необходимо проверять трещиностойкость их

сжатой от внешних усилий (нижней) зоны при предварительном обжатии. Если трещиностойкость этой зоны не обеспечивается, то следует устанавливать в ней напрягаемую перекрестную арматуру. При этом необходимую площадь напрягаемой арматуры $F_н'$ рекомендуется определять из условия, чтобы равнодействующая усилий во всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуре каждого направления N_0 располагалась в пределах ядра сечения ($l_0 \leqslant r_я^н$).

5.28. Размеры скрытых железобетонных предварительно напряженных капителей в плане должны удовлетворять условию

$$P \leqslant 0{,}7\, R_р' h_{0_{с_р}} b_к, \qquad (14)$$

где P — расчетная продавливающая сила согласно п. 5.23;

$b_к$ — периметр капители;

$R_р'$ — расчетное сопротивление растяжению монолитного бетона.

Стадия возведения

5.29. Расчет прочности колонн на стадии возведения производится в двух вариантах:

а) как сжатых элементов (см. п. 5.30) со случайным эксцентриситетом продольной сжимающей силы, который следует принимать не менее величин:

$^1/_{600}$ длины элемента или ее части, равной расстоянию между точками закрепления, учитываемыми в расчете;

$^1/_{30}$ высоты сечения;

1 см;

б) как внецентренно сжатых консольных стоек — в уровне заделки от действия продольной силы и изгибающего момента, определяемого согласно указаниям п. 5.34.

5.30. Расчет по прочности сжатых железобетонных колонн производится из условия

$$N \leqslant \varphi(R_{пр} F + R_{ас} F_а), \qquad (15)$$

где N — расчетная продольная сила от собственного веса поднимаемого перекрытия (нескольких перекрытий — при их одновременном подъеме) или этажа;

φ — коэффициент продольного изгиба с учетом случайного эксцентриситета, определяемый в зависимости от величины приведенной гибкости колонны $\lambda_1 = l_0/b$ по табл. 3.

Величину гибкости λ_1 определяют при расчетной длине колонны или ее участка l_0 (согласно указаниям пп. 5.31 и 5.32) и b — наименьшем размере прямоугольного сечения.

В случае, если при принятой технологии возведения приведенная гибкость колонны $\lambda_1 > 60$, необходимо ее снизить устройством связей и другими способами.

Примечания: 1. Если величина расчетной продольной силы N в (15) определяется для случая отрыва перекрытия из пакета, то собственный вес перекрытия (этажа) следует вводить в расчет с коэффициентом динамичности не менее 1,25.

2. До момента отрыва (отделения) перекрытия от пакета располагать на нем дополнительные элементы и оборудование не рекомендуется.

Таблица 3

Значения коэффициента φ

$\lambda_1 = l_0/b$	30	32	34	36	38	40	42	44
φ	0,38	0,35	0,33	0,30	0,28	0,25	0,24	0,22
$\lambda_1 = l_0/b$	46	48	50	52	54	56	58	60
φ	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12

5.31. Расчетную длину защемленной в фундаменте колонны нижнего (первого) яруса следует принимать равной:

$$l_0 = \mu H, \qquad (16)$$

где μ — безразмерный коэффициент приведения длины, принимаемый по табл. 4;

H — высота колонны от уровня заделки до отметки закрепления подъемника.

Примечание. В случае, если колонна надежно защемлена клиньями в пакете перекрытий, расположенных на уровне земли или пола подвала, высоту H в формуле (16) принимают равной расстоянию от отметки закрепления подъемника до середины высоты пакета перекрытий (H—0,5 h), см. рис. 2, *д*.

5.32. Расчетные длины следующих за первым (нижним) ярусом колонн рекомендуется определять по условию устойчивости многопролетных неразрезных брусьев.

Таблица 4

Значения коэффициентов приведения длины μ

№ п. п.	Характер закрепления оголовка колонны (яруса)	μ
1	Оголовок свободен (консоль)	2,0
2	То же, но при ранее установленном (на промежуточной отметке в пределах средней трети высоты) перекрытии*	1,7
3	Оголовки соединены между собой специальными связями или перекрытием так, что не могут поворачиваться (узел с угловой связью)	1,1
4	Оголовки соединены перекрытием (узел шарнирный) и не могут смещаться	0,7
5	Оголовки соединены перекрытием (узел жесткий), обеспечена несмещаемость оголовков	0,5

* Схема может быть осуществлена при использовании «скользящих» подъемников или при поочередном подъеме покрытия и следующего за ним этажа или перекрытия.

Если на нижерасположенном ярусе (под стыком, см. п. 2.4) временно закреплено к несмещаемому ядру жесткости не менее двух перекрытий при расстоянии между ними $0{,}7 \leqslant h \leqslant 1{,}5$ м и не более $^1/_6$ длины яруса $H_я$ (рис. 24), то допускается расчетную длину верхнего участка определять по формуле (16) при:

высоте его H, определенной как расстояние от отметки закрепления подъемника до середины просвета между перекрытиями;

коэффициенте приведения длины μ, определяемом соответственно по пп. 1—4 табл. 4 с умножением на повышающий коэффициент 1,1.

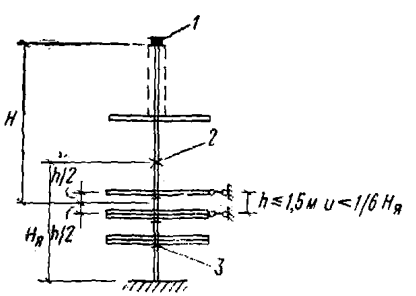


Рис. 24. Определение расчетной длины консольного участка колонны

1 — подъемник; *2* — стык ярусов колонн; *3* — временное закрепление перекрытий

5.33. Расчетную длину ярусов (участков) стальных колонн следует определять по указаниям пп. 5.31 и 5.32. При этом предельная величина их гибкости должна отвечать условию

$$\lambda = \frac{l_0}{r} \leqslant 150, \qquad (17)$$

где r — минимальный радиус инерции сечения.

5.34. При консольной схеме работы колонны (подъем покрытия) изгибающий момент в уровне ее заделки

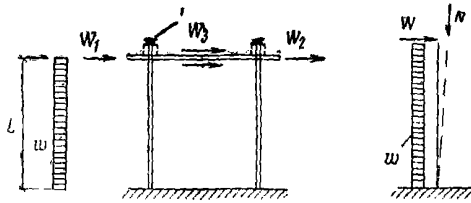


Рис. 25. Схема расчетных ветровых нагрузок на поперечную раму
1 — подъемник

от совместного действия продольной сжимающей силы и поперечной ветровой нагрузки может быть определен по формуле

$$M = M_1 + M_2, \qquad (18)$$

где M_1 — момент при действии сосредоточенной горизонтальной силы от ветровой нагрузки на поднимаемое покрытие;

M_2 — момент при действии равномерно распределенной ветровой нагрузки непосредственно на колонну.

Величина моментов M_1 и M_2 в (18) определяется по формулам:

$$M_1 = W \sqrt{\frac{E J_п}{N}} \operatorname{tg} \alpha; \qquad (19)$$

$$M_2 = w \sqrt{\frac{E J_п}{N}} \left[L \operatorname{tg} \alpha + \sqrt{\frac{E J_п}{N}} (1 - \sec \alpha) \right], \qquad (20)$$

где E — модуль деформации бетона при кратковременном нагружении (см. п. 5.19 «б»);

$J_п$ — приведенный момент инерции железобетонного сечения;

L — длина консольного участка колонны;

$\alpha = \dfrac{L}{\sqrt{\dfrac{EJ_п}{N}}}$ — угол в радианах;

N — расчетная продольная сила от собственного веса поднимаемого покрытия (этажа);

W — сосредоточенная горизонтальная сила (рис. 25), передающаяся на колонну от расчетной ветровой нагрузки на поверхности поднимаемой конструкции, определяемая по формуле (21);

w — равномерно распределенная приведенная расчетная ветровая нагрузка на поверхность колонны, определяемая в соответствии с главой СНиП II-А.11-62.

Входящая в (19) величина

$$W = W_1 + W_2 + W_3, \qquad (21)$$

где W_1 — суммарная нагрузка на вертикальную плоскость поднимаемой конструкции с наветренной стороны (напор);

W_2 — то же, с заветренной стороны (отсос);

$W_3 = 0{,}03 q_в F$ — сила от трения воздуха по площади горизонтальных поверхностей (F) поднимаемой конструкции; $q_в$ — скоростной напор.

5.35. Если проектом предусматривается производить подъем перекрытий при прочности бетона меньшей, чем его проектная марка, то следует произвести поверочный расчет перекрытия на действие нагрузки от собственного веса и усилий, вызываемых разностью отметок опор, — в соответствии с указаниями п. 5.15.

5.36. В случае, если графиком предусматривается одновременный подъем нескольких перекрытий с временным опиранием их пакета на штыри или защелки, то необходимо выполнить поверочный расчет прочности штырей и бетона колонн согласно пп. 5.21 и 5.22 на действие нагрузки собственного веса пакета.

6. ТРЕБОВАНИЯ К СОСТАВУ И СОДЕРЖАНИЮ ПРОЕКТОВ

6.1. В состав проекта в качестве обязательных для строителей должны быть включены чертежи:

а) монтажная схема ярусов колонн с подробными указаниями по устройству их стыков (способы сварки выпусков и оголовников, величина зазоров, марка и прочность бетона на этапе возведения и т. п.), а также требования к точности установки колонн по ярусам; при возведении элементов жесткости (диафрагм и шахт) по

пп. 4.22, 4.25 — требования по выполнению рабочих швов, соединений и стыков арматуры или элементов, указания по контролю соблюдения наружного габарита и допустимым отклонениям стен от вертикали;

б) график порядка и очередности подъема и закрепления перекрытий (этажей) на промежуточных отметках, перезарядки тяг, мест установки и способа закрепления подъемников (на оголовках или в обхват колонн) с требованиями по точности установки; в примечаниях указывать порядок проверки и допустимую величину смещения закреплений перекрытий в процессе подъема и на промежуточных и проектных отметках в пределах каждого яруса;

в) схема установки специальных связей (если таковая необходима), оттяжек или других фиксирующих устройств с деталями их закрепления на колоннах или перекрытиях; устройства временного защемления колонн и перекрытий при помощи клиньев или других устройств для обеспечения заданной расчетной длины колонн в процессе подъема.

6.2. Указанные в п. 6.1 чертежи должны составляться в точном соответствии с принятыми в проекте здания расчетными схемами (см. п. 5.1) и отвечать конкретным условиям (подъемное оборудование, минимально допустимая прочность бетона в элементах и стыках) возведения.

Если в процессе проектирования эти условия не могут быть окончательно определены, то перечисленные выше чертежи должны быть дополнительно согласованы и откорректированы до начала строительства.

6.3. В рабочих чертежах монолитных, сборно-монолитных и сборных конструкций (перекрытий, колонн, ядер жесткости и др.), кроме данных, перечисленных в пп. 1.21, 1.22 главы СНиП II-В.1-62*, должны быть указаны:

а) рекомендации по способам и технологии изготовления отдельных конструктивных элементов, замоноличивания и заделки их соединений и стыков в соответствии с главой СНиП III-В.1-70 и выбору материалов, состава и способов обработки бетона или раствора, если в проекте предусмотрены требования к срокам набора прочности или деформативным свойствам бетона;

б) указания по устройству разделительного слоя между перекрытиями при бетонировании их в пакете (приложение 6);

в) дополнительные технические требования к производству общестроительных работ и изготовлению конструкций, которые необходимы для выполнения принятых схем и условий работы каркаса на стадиях возведения и эксплуатации и связаны с особенностями возведения и условиями монтажа;

г) специальные условия по проверке точности изготовления отдельных конструктивных элементов, предельным допустимым отклонениям от проектных размеров (длин, размеров сечений, закладных элементов) и положения арматуры, отверстий, пазов, закладных и накладных деталей; недопустимые повреждения и деформации, при которых конструкции бракуются или разрабатываются специальные меры по устранению дефектов, изменению способов монтажа;

д) схемы и требования по транспортировке, строповке сборных элементов конструкций, точности и способам их закрепления на монтаже; в необходимых случаях — порядок, схему и контроль точности укрупнительной сборки элементов.

6.4. На чертежах конструкций, изготавливаемых на строительной площадке (перекрытия, шахты и др.), и в проекте организации работ должны быть указаны требования к производству работ по бетонированию:

а) при строительстве в обычных условиях, в зимних условиях и в зонах вечномерзлых грунтов — в соответствии с главой СНиП III-В.1-70 и принятым в проекте способам производства работ;

б) при возведении элементов жесткости в скользящей (переставной) опалубке — по требованиям главы СНиП III-В.1-70, раздел 7 и других соответствующих нормативных документов и инструкций;

в) при строительстве в условиях сухого и жаркого климата — в соответствии с республиканскими нормами РСН 3-67 Госстроя Узбекской ССР.

6.5. В рабочих чертежах колонн (ярусов) должны быть указаны допускаемые отклонения фактических размеров от проектных не свыше:

для поперечных сечений по ширине и высоте ± 5 мм, а для смежных сечений на длине 1 м не более ± 2 мм;

по общей длине колонн 1-го яруса ± 7 мм, а для остальных ярусов ± 3 мм;

отклонение любой грани от прямой линии (стрела прогиба, выгиба) $^1/_{1000}$ длины колонны (яруса);

смещение отверстий для закладных штырей (см. п. 4.13) по длине колонны ±5 мм, а перекос опорной грани ±1 мм.

Перечисленные требования определяются необходимостью уменьшения величины случайных эксцентриситетов и должны быть увязаны в каждом конкретном случае с требованиями п. 5.29.

6.6. На рабочих чертежах сборных железобетонных колонн должны быть указаны:

а) допустимые отклонения по длине и расположению в поперечном сечении выпусков из арматуры или прокатных профилей для устройства стыков — в соответствии с требованиями к их конструкции (см. п. 4.17) и к точности установки колонн (ярусов) при монтаже по п. 6.7;

б) количество и расположение точек опирания колонн при их перевозке и складировании — в соответствии с расчетом на возможное образование трещин с шириной раскрытия не более 0,15 мм;

в) схема опирания при перевозке элементов большой длины (1-го яруса) и допустимая длина свисающей части или требование о применении специальной опорной рамы;

г) места и способы строповки при подъеме из горизонтального положения;

д) если предусмотрена укрупненная сборка ярусов колонн до их установки (см. п. 4.11) — схема их опирания и закрепления на специальном стенде, требования по выверке положения элементов и указания по подъему укрупненного элемента в вертикальное положение;

е) закладные элементы и захватные приспособления для подъема колонн и установки в проектное положение.

6.7. В монтажных схемах колонн (ярусов) следует перечислять требования по точности установки:

отклонение установочных рисок на гранях колонны от монтажной оси здания не свыше ±5 мм;

отклонение осей колонн от вертикали в верхнем сечении до $^1/_{1000}\,H$ и не свыше 0,03 от меньшего размера поперечного сечения;

отклонения от вертикали последующих за первым ярусом колонн должны иметь противоположные знаки или величину не свыше $^1/_{2000}\,H$;

разница отметок верха колонн (ярусов) или опорных площадок (отверстий, закладных штырей, накладок)

для закрепления перекрытий в проектном положении не должна превышать $12+2n$, где n — порядковый номер яруса, а также 20 мм в пределах одного блока (отсека) здания и 10 мм у соседних колонн.

Указанные требования должны быть увязаны с принятой в проекте величиной зазора между вертикальными гранями колонн и отверстий в перекрытиях (см. п. 4.43).

6.8. На чертежах железобетонных (см. п. 4.17) стыков колонн между ярусами и колонн с фундаментами необходимо указывать минимальную кубиковую прочность бетона замоноличивания на сжатие к моменту:

а) установки подъемников на следующем ярусе и не менее 50% проектной марки;

б) начала подъема перекрытий (этажей) по смонтированному ярусу;

в) закрепления перекрытий на проектной отметке в пределах яруса.

Контроль качества бетона стыков необходимо осуществлять испытанием контрольных кубов размером $10\times10\times10$ см — не менее 12 шт. из каждого замеса бетона (раствора), использованного для заделки стыков колонн данного яруса.

6.9. На рабочих чертежах ядер жесткости, возводимых в скользящей, переставной опалубке или из сборных элементов, должны быть указаны предельно допустимые отклонения их габаритных размеров в плане от проектных, а также от вертикали — в пределах каждого яруса. Величину отклонения следует определять с учетом конструкции примыкания перекрытий к ядрам жесткости (см. п. 4.27) и принятой в проекте величины зазора (см. п. 4.56).

6.10. В рабочих чертежах перекрытий необходимо предусматривать меры по обеспечению:

а) точного размещения и надежного закрепления элементов бортовой опалубки, закладных деталей и элементов;

б) точного размещения рабочей арматуры по высоте сечения и в плане при помощи коротких плоских монтажных каркасов, крепящихся вертикально при помощи скруток или сваркой «прихватками» к верхней и нижней рабочей арматуре;

в) закрепления арматуры при помощи «лягушек» и установкой фиксаторов защитного слоя;

г) специального контроля положения верхней (растя-

нутой) арматуры опорных участков и консолей до бетонирования;

д) точного совпадения по вертикали в пакете перекрытий габаритов отверстий в стальных воротниках, предназначенных для пропуска колонн и грузовых тяг подъемников;

е) заданных свойств бетонной смеси, ее уплотнения и ускоренного набора прочности; перерывов в бетонировании смежных по высоте перекрытий в пакете для набора бетоном минимальной прочности (не менее 10 кгс/см^2 через 1 сутки).

6.11. В рабочих чертежах перекрытий и покрытия следует указывать допустимые величины отклонения их размеров от проектных:

общих габаритов в плане в пределах секции или блока ± 10 мм;

отклонение верхней поверхности от горизонтали в пределах всего блока на свыше ± 10 мм, а в пределах одной панели (пролета) перекрытия не более ± 5 мм.

6.12. При разработке проекта организации работ и графика подъема перекрытий (этажей) следует учитывать:

а) необходимую минимальную прочность бетона покрытия и перекрытия — в соответствии с требованиями п. 4.54 главы СНиП III-В.1-70 и п. 5.35 данных Указаний; при твердении бетона в обычных естественных условиях (без добавок или цементов, ускоряющих набор прочности) его возраст к моменту начала подъема рекомендуется принимать не менее 8—10 суток с контролем прочности в соответствии с п. 6.8;

б) требования и порядок производства работ по отделению (отрыву) перекрытий от пакета.

6.13. При подъеме перекрытий на одном из промежуточных отметок закрепления необходимо производить нивелирование поверхности с целью определения величины прогибов.

Нивелирование производится по точкам, расположенным в углах консолей, у каждой колонны и в середине каждого пролета по осям рядов колонн.

ПРИМЕРЫ ПЛАНИРОВОЧНЫХ РЕШЕНИЙ ЖИЛЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Целью данного приложения является иллюстрация возможностей для создания различных композиционных и планировочных решений на основе свободного изменения конфигурации перекрытий, шага и формы сетки колонн, использования стандартных блок-секций.

1. В жилых зданиях при использовании увеличенных пролетов перекрытий и вылетов консолей возможны различные варианты планировок квартир.

В зданиях средней этажности необходимая жесткость может быть обеспечена вертикальными продольными и поперечными диафрагмами, одновременно выполняющими роль стен лестничной клетки и межквартирных (рис. 26).

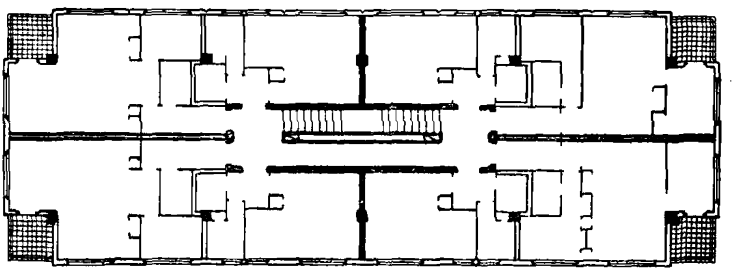


Рис. 26. План типового этажа 4-этажного жилого дома, построенного методом подъема этажей (ЛенЗНИИЭП)

Лестнично-лифтовые шахты, являющиеся ядрами жесткости, могут быть расположены на контуре, что позволяет свободнее изменять планировку по этажам и в сочетании с различной формой консолей разнообразить рельеф фасадов (рис. 27). Здесь увеличенный до 7,2××7,2 м шаг колонн позволяет удобно размещать в первых этажах предприятия бытового обслуживания, магазины.

2. При проектировании зданий с центральным или симметричным расположением ядер жесткости, что осо-

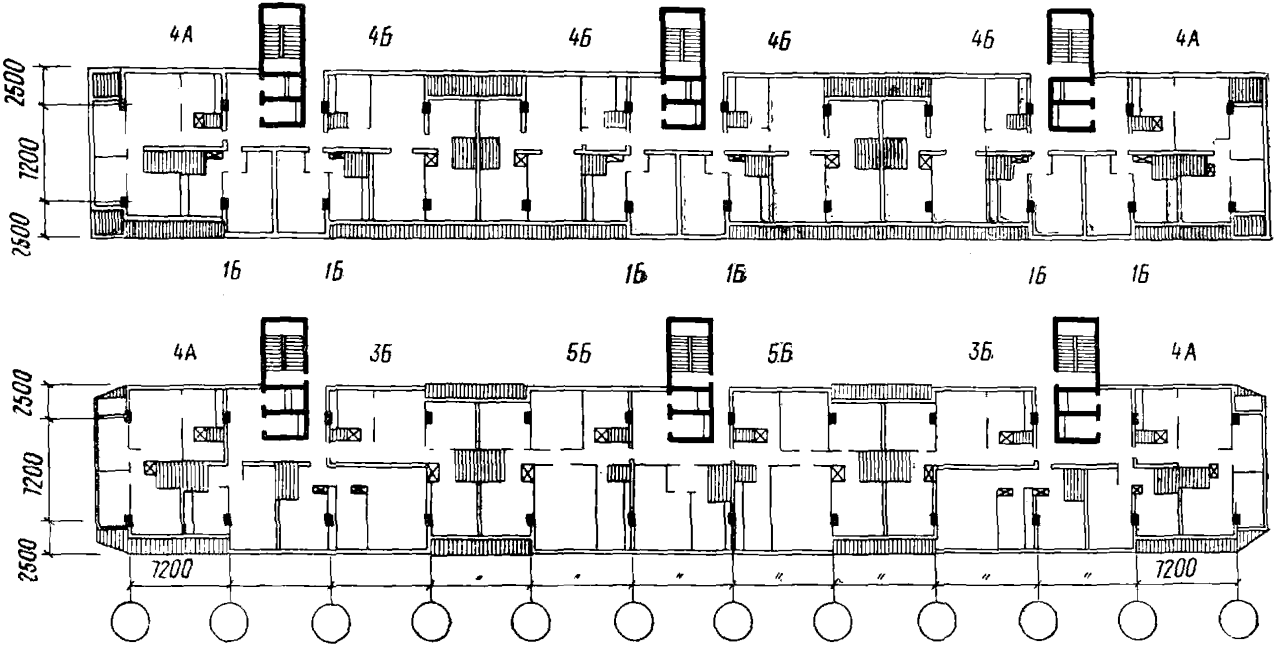


Рис. 27. Варианты планировки квартир 16-этажного жилого дома со встроенным магазином в первом этаже (ЛенЗНИИЭП)

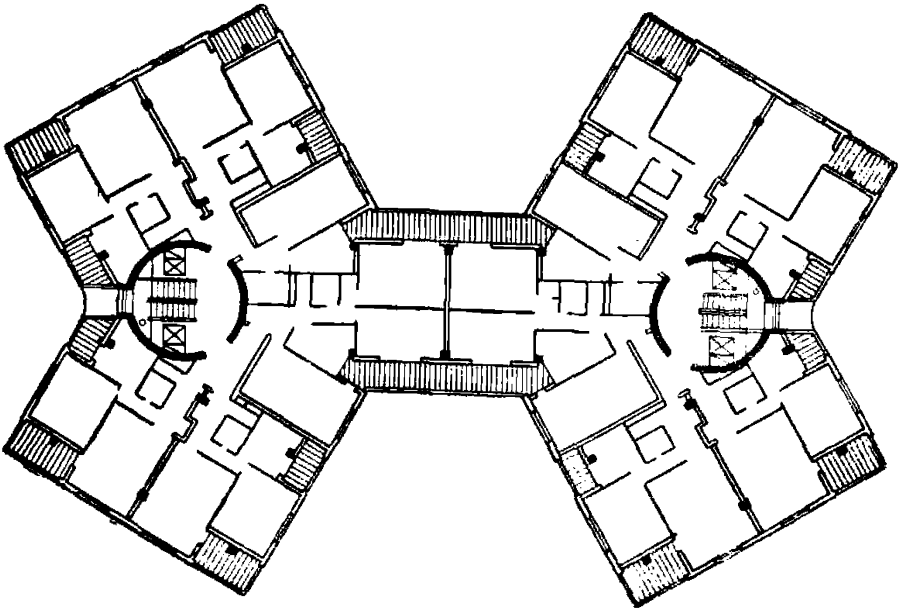


Рис. 28. План типового этажа 12-этажного жилого дома типа «спаренный трилистник» (СПЭКБ АрмССР)

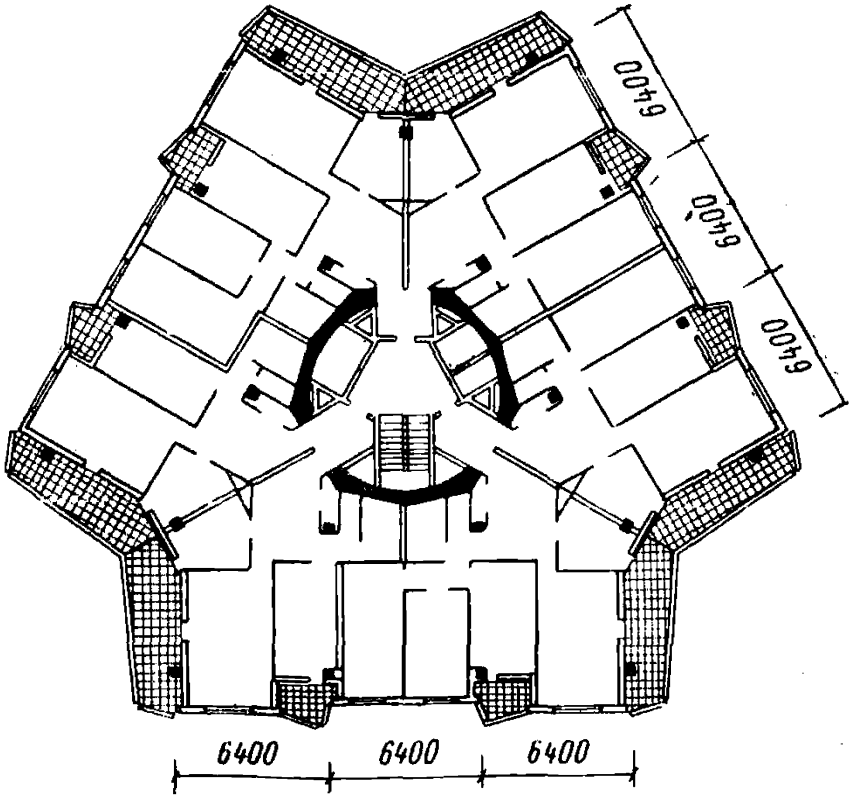


Рис. 29. План типового этажа 16-этажного жилого дома типа «трилистник» (СПЭКБ АрмССР)

бенно важно при строительстве в сейсмических районах, появляются дополнительные возможности сокращения транзитных площадей и увеличения количества квартир, выходящих на одну лестнично-лифтовую шахту. В зданиях типа «спаренный трилистник», как показала практика строительства, обеспечивается получение емкого и компактного плана с выразительным объемно-пространственным решением при высоких технико-экономических показателях (рис. 28). Переменный шаг колонн и опирание перекрытий непосредственно на ядра жесткости позволяют улучшить планировку квартир.

3. В основу композиций зданий типа «трилистник» (рис. 29) и «шестигранник» (рис. 30) также заложен центрический принцип решения планов, что позволило вывести на узел вертикальных коммуникаций шесть квартир с естественной аэрацией, что обязательно при строительстве в IV-Г подрайоне. Группировка квартир на типовом этаже решена таким образом, что имеется возможность поэтажно в каждом из крыльев (трилистник) или смежных секторов (шестигранник) дома набирать любую пару квартир: для трилистника 3+3,2+4,1+ +5; для шестигранника 2+2,1+3. При этом все квартиры обеспечиваются угловым проветриванием и требуемой инсоляцией. Квартиры решены по принципу функционального зонирования.

Лестнично-лифтовой узел расположен в ядре жесткости с обеспечением его незадымляемости техническими средствами.

В зданиях в зависимости от формы плана используется регулярное или шахматное (рис. 30) расположение колонн. Многогранная форма наружного контура ядра жесткости обеспечивает устойчивость здания при действии крутящих моментов от горизонтальных усилий.

Центрическая композиция обеспечивает возможность применения различных градостроительных вариантов при привязке здания.

4. При использовании типовых секций зданий с различным расположением лестнично-лифтовых шахт и переменным шагом колонн (рис. 31) возникают широкие возможности варьирования композиционных и планировочных решений.

5. Специально выбранная «пилообразная» форма перекрытий в сочетании с диагональной сеткой колонн обеспечивает компактное размещение автомашин в здании

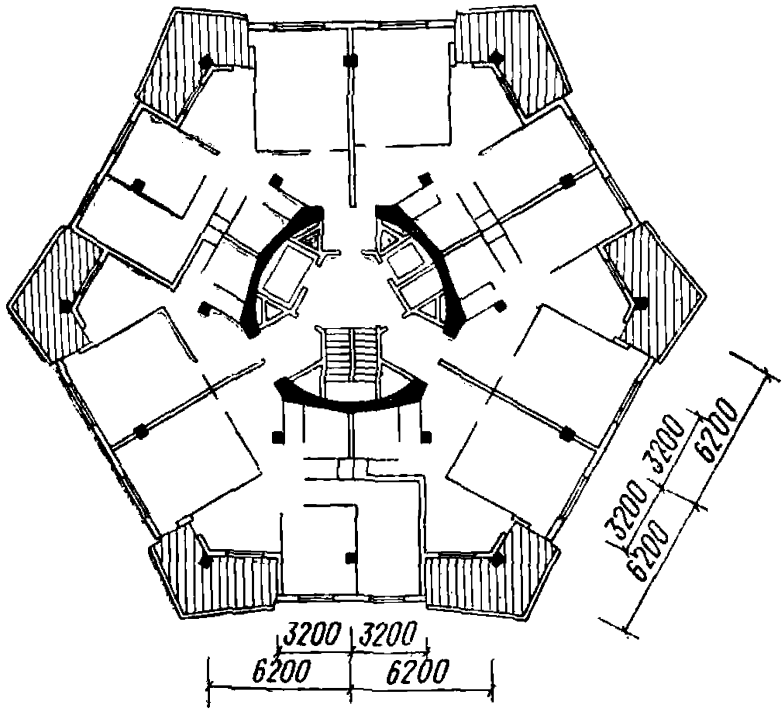


Рис. 30. План типового этажа 16-этажного жилого дома типа «шестигранник» (СПЭКБ АрмССР)

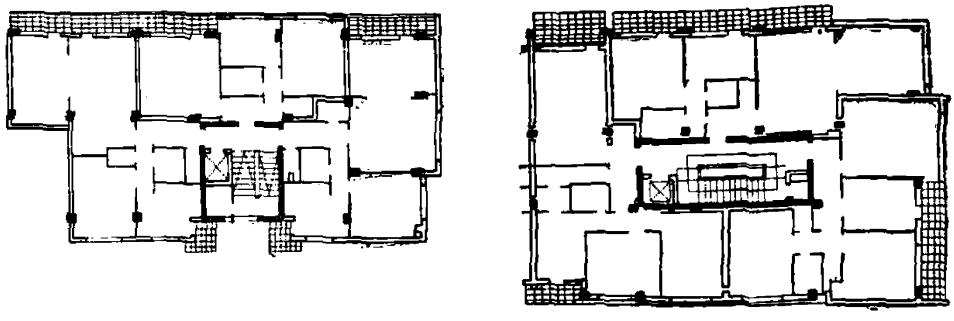


Рис. 31. Типовые секции 8-этажных жилых домов с различным расположением лестнично-лифтовых шахт (НИСИ, НР Болгария)

а — секция с обычным расположением лестницы; б — то же, с внутренним расположением лестницы

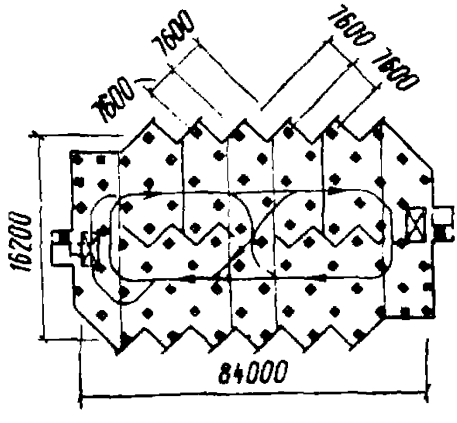


Рис. 32. План типового этажа гаража-стоянки на 1100 легковых автомобилей (Моспроект-2 *при участии* ЦНИИпромзданий)

многоэтажного гаража стоянки (рис. 32). В ядрах жесткости, расположенных на торцах здания, размещаются специальные лифты для транспортировки автомашин и другие коммуникации. Форма перекрытий обеспечивает своеобразный облик здания и повышенную освещенность помещений при большой ширине корпуса.

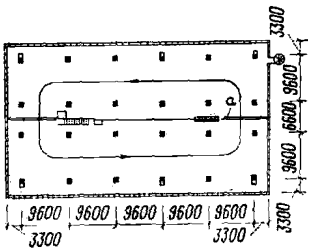


Рис. 33. План типового этажа гаража-гостиницы на 550 легковых автомобилей (ЛенЗНИИЭП)
а — линия соприкосновения наклонных перекрытий

6. Применение сборно-монолитных перекрытий с пролетами 9,6 м, вызванное технологическими особенностями здания (гараж, рис. 33), обеспечивает высокий коэффициент использования полезной площади. Эти же перекрытия, поднятые во встречно-наклонном положении, служат одновременно подъемной рампой и местом стоянки автомобилей.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

УКРУПНЕННЫЕ НОРМАТИВЫ ЗАТРАТ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ЗДАНИЙ МЕТОДОМ ПОДЪЕМА ПЕРЕКРЫТИЙ

Нормативы составлены на специфические работы, связанные с применением метода подъема перекрытий для возведения зданий, — изготовление пакета плит перекрытий (табл. 5), монтаж ярусов колонн с устройством стыков и подъем перекрытий по колоннам (табл. 6).

1. Укрупненные нормативы могут использоваться при определении и сравнении технико-экономических показателей зданий, возводимых методом подъема перекрытий, с данными для зданий-аналогов традиционного домостроения (см. п. 3.3). При этом приведенные затраты рекомендуется определять по формуле

$$П_i = C_i + E_н к_i, \qquad (22)$$

где C_i — сметная стоимость сравниваемых вариантов на 1 м² полезной площади;

Таблица 5

Укрупненные нормативы затрат на изготовление монолитных плоских плит перекрытий из тяжелого бетона (на 1 м² плиты)

Пролет по схемам рис. 34	Толщина плиты и объем бетона, м (м³/м²)	Расход материалов, кг			Древесина, м³	Стоимость C_i, руб.		В том числе заработная плата, руб.	Удельные капитальные вложения κ_i при марке бетона, руб.		Трудоемкость, чел.-час.
		стальные воротники	арматурная сталь класса А-II при бетоне марки			плиты с арматурными сетками из стали класса А-II при марке бетона					
			200	300		200	300		200	300	
6×6	0,14	4,1	9,9	9,4	0,0008	7,12	7,58	0,28	2,50	2,47	0,52
	0,16	4,7	8,8	8,6	0,0008	7,62	8,19	0,29	2,72	2,70	0,55
	0,18	5,2	8,1	8,0	0,0009	8,17	8,84	0,30	2,95	2,94	0,57
I	0,20	5,8	7,5	7,3	0,0009	8,77	9,49	0,31	3,20	3,19	0,60
7,2×7,2	0,14	2,7	—	12,7	0,0006	—	7,64	0,24	—	2,47	0,42
	0,16	3,1	—	11,6	0,0006	—	8,15	0,26	—	2,66	0,44
	0,18	3,5	11	11	0,0007	8,09	8,49	0,27	2,88	2,85	0,47
	0,20	3,9	10,1	9,8	0,0007	8,59	9,30	0,28	3,08	3,07	0,49
8,4×8,4	0,18	2,8	—	14,7	0,0005	—	9,27	0,28	—	2,98	0,52
	0,20	3,1	—	13,3	0,0006	—	9,77	0,29	—	3,15	0,55
	0,22	3,4	—	12,6	0,0007	—	10,74	0,30	—	3,35	0,57
	0,24	3,7	12,3	11,9	0,0008	9,92	11,51	0,32	3,57	3,54	0,60

Таблица 6

Укрупненные нормативы затрат на монтаж основных конструкций (на один этаж)

№ п.п.	Наименование работ	Показатели	Единица измерения	Этажность здания			
				5	9	12	16
1	Монтаж плит из тяжелого бетона при опирании на стальные штыри	Стоимость	руб.	289,75	349,07	393,20	443,40
		В том числе машино-смен	»	16,80	37,90	89,70	110,25
		Трудоемкость	чел.-ч	40,43	59,10	73,10	86,10
2	Монтаж плит из тяжелого бетона с приваркой воротников к закладным деталям колонн	Стоимость	руб.	133,50	192,70	236,80	291,93
		В том числе машино-смен	»	16,80	37,90	89,70	110,25
		Трудоемкость	чел.-ч	59,7	78,7	92,7	105,7
3	Поярусный монтаж колонн массой до 5 т с условной длиной $H = 3$ м	Стоимость	руб.	64,02	153,25	159,00	152,40
		Трудоемкость	чел.-ч	43,7	93,5	95,5	91,1

Примечания: 1. При количестве гидроподъемников, отличающемся от принятого (24 шт.), для ориентировочных подсчетов можно принимать значения показателей пропорционально количеству подъемников.

2. Укрупненные нормативы получены при расчетной скорости подъема плит перекрытий 1,2 м/ч и скорости опускания тяг с выравниванием перекоса 2,5 м/ч.

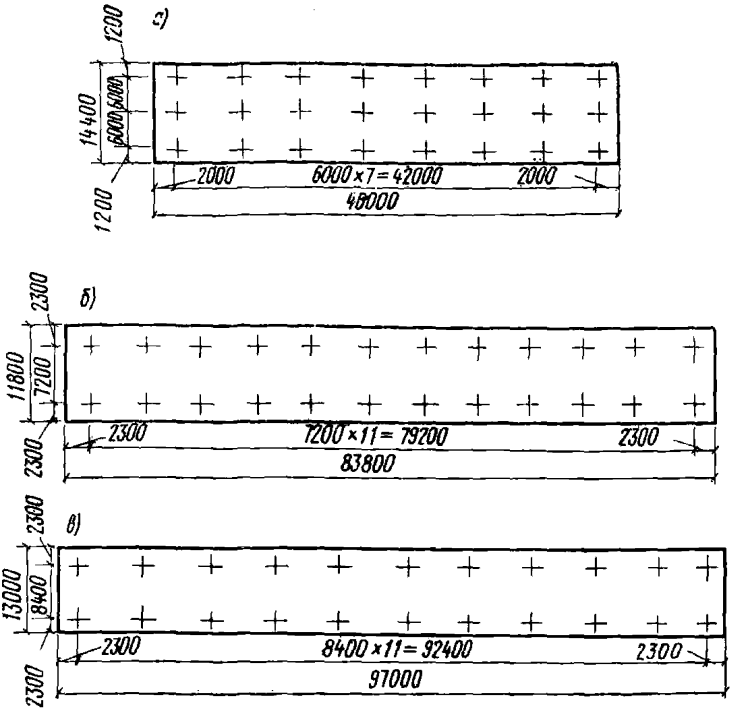


Рис. 34. Расчетные схемы неразрезных безбалочных плит перекрытий с квадратной сеткой колонн

а — с пролетами 6 м; *б* — с пролетами 7,2 м; *в* — с пролетами 8,4 м

$к_i$ — удельные капиталовложения на создание материально-технической базы строительства (по каждому варианту);

$E_н$ — нормативный коэффициент эффективности капиталовложений.

Для плит перекрытий значения C_i и $к_i$ приведены в табл. 5.

2. Укрупненные нормативы затрат рассчитаны для жилых и общественных зданий под временную нормативную нагрузку 200 кгс/м^2 с расчетными схемами по рис. 34.

3. Расходы основных материалов, затраты труда и стоимость изготовления, приведенные в табл. 5, относятся к плоским монолитным плитам безбалочных перекрытий из тяжелого бетона с рабочей арматурой из стержней периодического профиля класса А-II.

Плиты перекрытий изготавливаются последовательно в пакете (одна на другой) с деревянной инвентарной бортовой опалубкой и устройством разделительного слоя между ними из клеемеловой эмульсии. Основанием пакета перекрытий служит выровненная подготовка под пол первого этажа или подвала.

Для обрамления отверстий под сборные колонны и устройства узла опирания в плитах замоноличены стальные короткие воротники (п. 4.45).

4. Затраты на изготовление и установку закладных деталей для крепления стен, перегородок и других конструктивных элементов следует определять дополнительно.

5. Укрупненные нормативы затрат на монтаж колонн и перекрытий (на один этаж) при высоте зданий в 5—16 этажей могут определяться по данным табл. 6 для случаев опирания плит на колонны при помощи закладных штырей или путем сварки закладных деталей. Нормативы предусматривают использование комплекта из 24 гидроподъемников грузоподъемностью 40 тс каждый, устанавливаемых на оголовках колонн, с общей насосной станцией и пультом управления синхронным подъемом, включающего также 530 шт. автоматических защелок (рис. 18). Расчетная стоимость комплекта оборудования принята 131,4 тыс. руб. при норме амортизационных отчислений 12%.

6. При определении стоимости машино-смены (табл. 6) комплекта оборудования по п. 5 учтены:

а) затраты на доставку и погрузку-разгрузку (50 т);

б) монтаж (4 смены) и демонтаж (3 смены) оборудования бригадой монтажников из 5 чел. с использованием крана МКГ-6,3;

в) амортизационные отчисления из расчета работы оборудования 600 смен в году, в том числе при 200 сменах на площадке;

г) обслуживание и управление оборудованием в процессе подъема бригадой из 2 чел.

7. При других (см. п. 5 данного приложения и приложение 3) системах подъемного оборудования стоимость машино-смен и трудозатраты на подъем перекрытий следует пересчитывать на основе соответствующих калькуляций.

8. Трудоемкость и стоимость работ по устройству ограждающих и других конструкций, не предусмотренных

в табл. 5 и 6, должны определяться на основе конкретных решений проекта, в зависимости от принятой технологии возведения (подъем перекрытий или этажей) — по соответствующим действующим нормам и расценкам.

9. Расчеты укрупненных нормативов затрат выполнены на основании калькуляций для конструктивных схем, приведенных на рис. 34. При других схемах данные табл. 5 и 6 следует использовать для предварительной оценки проектных решений.

10. В расчетах стоимости учтены только прямые затраты. Накладные расходы следует учитывать дополнительно, в зависимости от местных условий. Стоимость приведена в базисных ценах, введенных с 1/I 1969 г.

11. При расчетах для конкретных условий необходимо применять соответствующие поясные коэффициенты к стоимости основных строительных материалов и заработной плате и вводить затем общий поправочный коэффициент 1,1 к полученной сумме основных затрат.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОБОРУДОВАНИЯ ДЛЯ ПОДЪЕМА ПЕРЕКРЫТИЙ ИЛИ ЭТАЖЕЙ

При разработке проектов зданий и организации работ по их возведению рекомендуется предусматривать использование подъемного оборудования по данным табл. 7. Применение оборудования, не прошедшего производственных испытаний, следует согласовывать с организацией, его разработавшей.

1. Подъемное гидравлическое оборудование АП-6 (модернизированный комплект АП-3) включает 24 подъемника, которые устанавливаются на вершинах колонн (ярусов), общую насосную станцию с магистральными трубопроводами и пульт программного управления. Оборудование разработано ЛенЗНИИЭП и прошло производственную проверку на строительстве (Ленинград).

2. Подъемное электромеханическое оборудование включает 36(72) подъемника с электродвигателем на каждом и общий пульт управления. Подъемники устанавливаются в обхват колонны в любом месте по длине колонны и приспособлены для самоподъема по грузовым тягам.

Таблица 7

Основные технические характеристики оборудования для подъема перекрытий и этажей

№ п. п.	Наименование характеристики	Единица измерения	Наименование и система оборудования			
			гидравлическая		механическая	
			АП-6	АП-7	722-1М	АП-8
1	Количество подъемников в комплекте	шт.	24	24	36/72	32
2	Грузоподъемность одного подъемника	тс	50	80	50	20
3	Скорость подъема перекрытия	м/ч	2,0	2,5	4,0	2,4
4	Скорость опускания тяг	м/мин	4,0	5,0	12,0	—
5	Рабочий ход за один цикл	мм	0—50	0—50	8	1,33
6	Расстояние между резьбовыми тягами	»	625	780	690	600
7	Длина резьбовых тяг	м	4,8/8,0	8,0	6,5/8,0	4,0
8	Масса одного подъемника (без тяг)	кг	600	1200	1100	150
9	Предельные размеры поперечного сечения колонны	см	40×А*	50×60	45×45	30×30
10	Место установки подъемника на колонне		на вершине колонны	В любом месте, в обхват		На перекрытии
11	Установленная электрическая мощность комплекта	кВт	31,7	52,2	57,6/115,2	7,0

* Размер А не ограничивается.

Оборудование разработано Гипростроммашем совместно с СПЭКБ Минпромстроя АрмССР и после производственных испытаний широко применяется на строительстве в городах Армянской ССР. На заводе «Ерстроммаш» Минпромстроя АрмССР налажено его серийное производство.

3. Подъемное гидравлическое оборудование АП-7 включает 24 подъемника, общую насосную станцию с магистральными трубопроводами и пульт программного управления. Подъемники закрепляются в обхват колонны с опиранием на те же приспособления, что и для опирания перекрытий, и имеют механизм для самоподъема по грузовым тягам.

Рабочие чертежи комплекта разработаны ЛенЗНИИЭП. Оборудование не изготавливалось и должно быть испытано в производственных условиях.

4. Механическое подъемное оборудование АП-8 включает комплект до 32-х подъемников, имеющих общий электропривод. Подъемники прикрепляются к поднимаемому перекрытию при помощи специальных анкеров и перемещаются при навинчивании гаек — храповиков на неподвижные резьбовые штанги, закрепленные вдоль колонн. Подъемники могут быть разобраны для транспортировки на узлы весом до 50 кг. Оборудование разработано ЛенЗНИИЭП и прошло проверку в полупроизводственных испытаниях. Рекомендуется применять оборудование АП-8 при возведении малоэтажных зданий методом последовательного подъема перекрытий, устанавливаемых на проектные отметки.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ ВОРОТНИКОВ

1. Воротники рекомендуется рассчитывать в запас прочности, без учета работы окружающего их бетона, принимая за нагрузку давление бетона на нижние полки воротника, равнодействующая которого равна реакции колонны от рассматриваемого перекрытия. Следует также учитывать растягивающие усилия, действующие в верхней арматуре плиты, если она приварена к верхним полкам воротника.

2. Площадь нижних полок воротника следует проверять из условия передачи усилий с бетона на воротник по формуле

$$N \leqslant F_{\text{вор}} R_{\text{пр}}, \qquad (23)$$

где N — усилие, передающееся с перекрытия на колонну;

$F_{\text{вор}}$ — площадь нижних граней воротника;

$R_{\text{пр}}$ — расчетная призменная прочность бетона на сжатие.

Короткие воротники в зависимости от способа опирания следует рассчитывать по формулам:

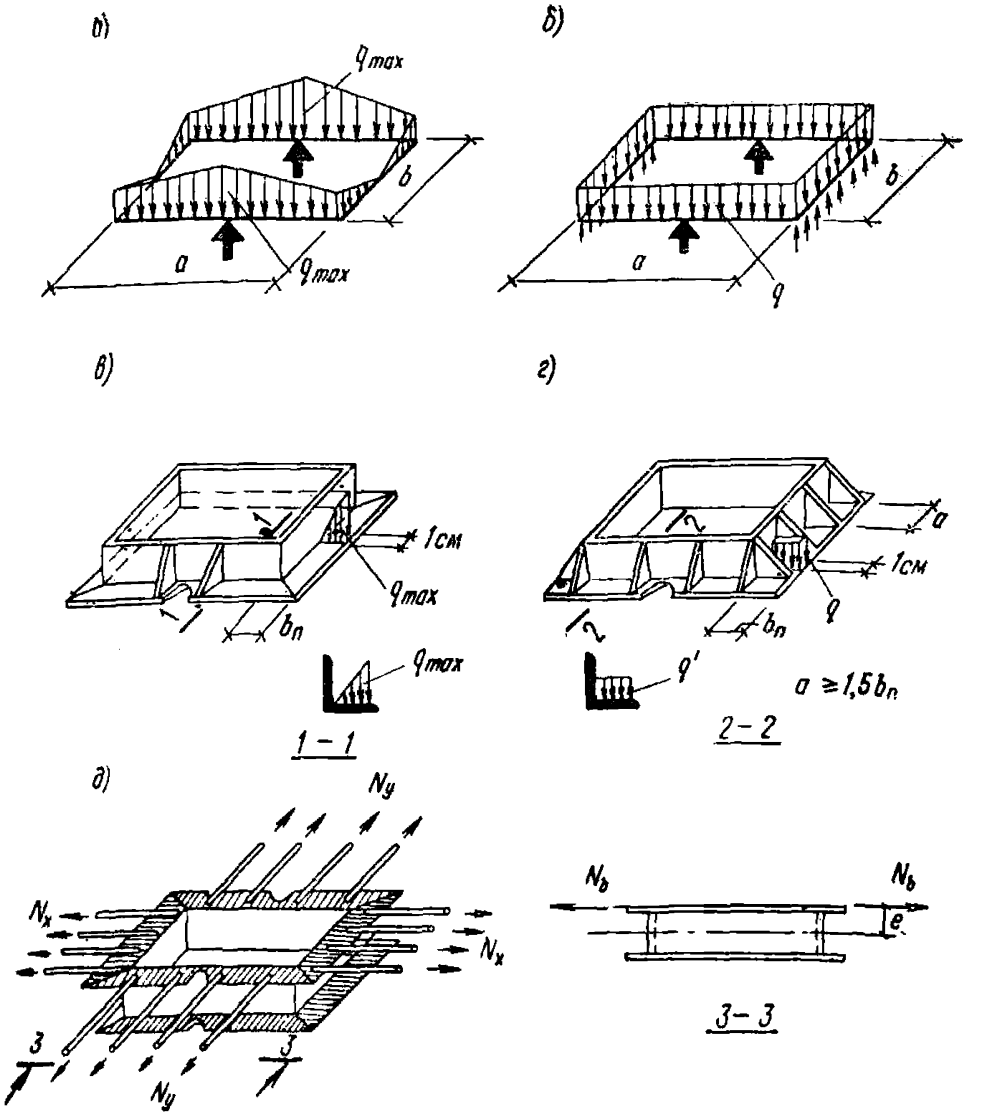


Рис. 35. Схемы для расчета коротких воротников

а — определение давления бетона при опирании воротника на две точки; *б* — то же, при опирании на две точки и на два канта; *в* — при расчете нижней полки без ребер жесткости; *г* — при расчете на местный изгиб нижней полки с ребрами; *д* — нагрузка от верхней арматуры перекрытия

при опирании по схеме 35, *а*

$$q_{max} = \frac{N}{a+b}; \qquad (24)$$

при опирании по схеме 35, *б*

$$q = \frac{N}{2(a+b)}; \qquad (25)$$

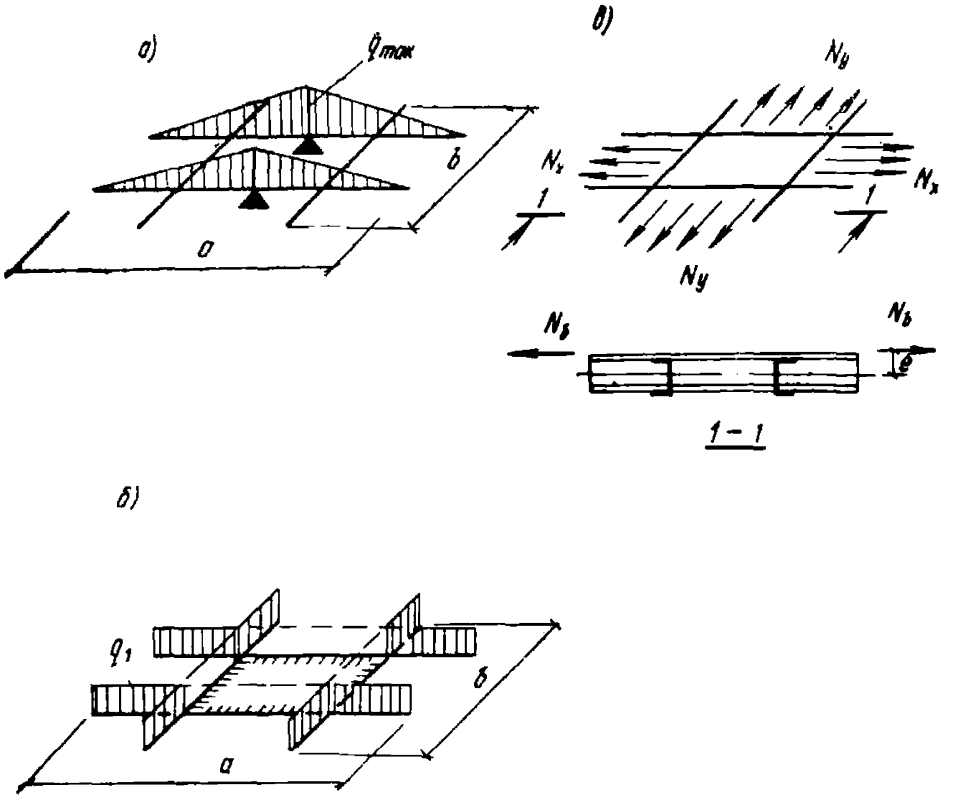


Рис. 36. Схемы для расчета длинных воротников

а — определение давления бетона на воротник, опертый в двух точках; *б* — то же, при жестком соединении воротника с колонной по четырем граням (пунктиром показана часть нагрузки, не вызывающая изгиб воротника в вертикальной плоскости); *в* — нагрузка от арматуры перекрытия, приваренной к полкам воротника

по схеме 35, *в*

$$q_{max} = \frac{2q}{b_п}; \qquad (26)$$

по схеме 35, *г*

$$\bar{q} = \frac{q}{b_п}; \qquad (27)$$

по схеме 35, *д*

$$N_{ветв} = \frac{\Sigma N_{x\,(y)}}{2}. \qquad (28)$$

Расчет длинных воротников следует выполнять по формулам:

при опирании по схеме 36, *а*

$$q_{max} = \frac{N}{a}; \qquad (29)$$

при опирании по схеме 36, *б*

$$q_1 = \frac{N}{2(a+b)}; \qquad (30)$$

по схеме 36, *в*

$$N_{\text{ветв}} = \frac{\Sigma N_{x(y)}}{2}. \qquad (31)$$

3. Элементы воротника следует рассчитывать на косое внецентренное растяжение под действием нагрузок, действующих в вертикальной и горизонтальной плоскостях. Кроме того, нижние полки воротников следует проверять на местный изгиб.

4. В местах вырезов полок воротников для крепления захватных гаек подъемников следует предусматривать местное усиление стенок путем приварки вертикальных листов с таким расчетом, чтобы момент инерции поперечного сечения воротника относительно горизонтальной оси остался неизменным.

5. При расчете коротких воротников принимается в зависимости от конструкции узла каркаса одна из следующих схем (рис. 35) для определения давления бетона:

а) воротник оперт в двух точках (на штырь);

б) воротник оперт в двух точках (на штырь) и на два канта.

В зависимости от конструкции воротника и приварки к нему рабочей арматуры перекрытия производится определение нагрузки и расчет элементов воротника в соответствии со схемами рис. 35, *в, г, д*.

6. При расчете длинных воротников (см. п. 4.45 данных Указаний) для определения давления бетона рассматриваются схемы опирания воротника:

а) на две точки (на штырь) (по рис. 36, *а*);

б) по контуру колонны, когда воротник жестко соединен сваркой (рис. 36, *б*).

Усилия от местного изгиба нижней полки определяются по схемам рис. 35, *в, г*.

МЕТОДИКА СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ВЕРТИКАЛЬНЫХ ОБЪЕМНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ (ЯДЕР ЖЕСТКОСТИ) С ПРОЕМАМИ НА ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

1. Расчетная схема ядер жесткости принимается в виде пространственного составного тонкостенного стержня, жестко заделанного в фундаменте.

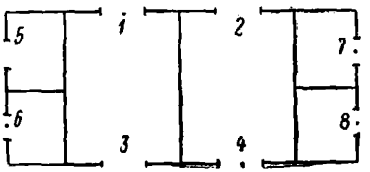


Рис. 37. Порядок обозначения швов

1, 2, 3, 4 — швы первого типа; *5, 6, 7, 8* — швы второго типа

Контур стержня принимается неизменным, что должно обеспечиваться жесткостью примыкающих к нему перекрытий или другими конструктивными средствами; расположение проемов по высоте регулярное. При расчете учитывается сдвиговая податливость швов, разделяющих ядро жесткости на отдельные ветви. Вертикальные линии швов проводятся по осям проемов и вертикальным стыкам в сборно-монолитных ядрах жесткости (см. п. 4. 26). Швы содержат продольные и поперечные связи (перемычки, соединения с помощью выпусков арматуры и др.). В расчете учитывается только податливость связей на сдвиг, так как их жесткость на сжатие и растяжение достаточно велика. Поскольку связи в швах расположены по высоте ядра жесткости регулярно, их условно можно распределить равномерно. Это допущение практически не отражается на точности расчета.

Швы по степени влияния сдвигающих усилий в них на сдвиговые деформации разделяются на два типа (рис. 37):

а) швы первого типа разделяют ядра жесткости на отдельные ветви (швы *1—4*);

б) швы второго типа являются связями в тонкостенных стержнях открытого профиля — ветвях ядра жесткости (швы *5—8*).

Ветви (пилоны, простенки) ядра жесткости должны иметь соотношение $b/H \leqslant 0{,}2$, $d/b \leqslant 0{,}1$, что позволяет рассматривать их как тонкостенные стержни.

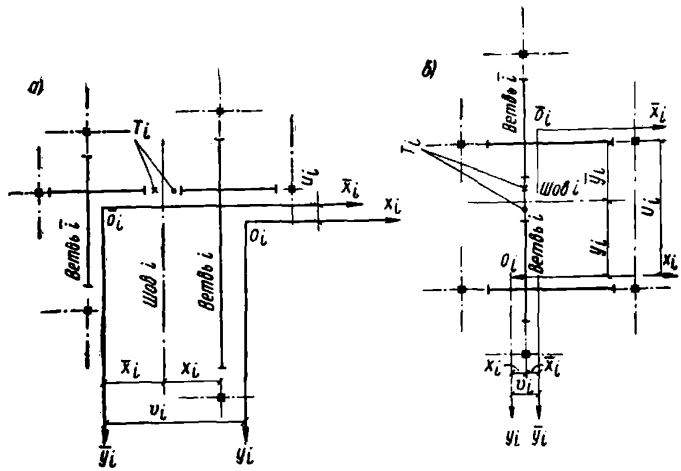


Рис. 38. Обозначения ветвей и швов в зависимости от их расположения
а — шов *i* в плоскости *OYZ*; *б* — то же, в плоскости *OXZ*

Здесь H — высота ядра жесткости;

b — размеры внешнего контура поперечного сечения;

d — толщина ветви.

Толщина стен по высоте принимается постоянная. Фундамент ядра жесткости — единый.

Порядок обозначения ветвей см. рис. 38.

2. Нагрузка, действующая на ядро жесткости, принимается равномерно распределенной. Неравномерная нагрузка приводится к эквивалентной (по изгибающему моменту) равномерно распределенной, что не вызывает существенной погрешности в расчете.

3. Рассматриваемая система статически неопределима. Основная система образуется условной разрезкой по линиям вертикальных швов. Раскрытие статической неопределимости производится методом сил. За лишние неизвестные принимается суммарное сдвигающее усилие T, действующее вдоль вертикальных линий швов. Число лишних неизвестных равно числу швов (линий вертикальных связей). При наличии регулярно расположенных по высоте проемов существующие сдвигающие усилия T_i прикладываются по осям проемов, в которых

также находятся нулевые точки изгибающих моментов в перемычках.

В ядрах жесткости сборно-монолитной конструкции в соответствии с п. 1 неизвестные усилия T_i прикладываются также по линиям вертикальных швов между панелями.

4. Определение неизвестных усилий T_i производится из решения системы дифференциальных уравнений, описывающих характер действующих усилий и деформаций составного стержня:

$$\frac{T_l''}{\varepsilon_l} = \sum_{l=1}^{n} \Delta_{il} T_l + \Delta_{i0} \quad (i, l = 1, 2, 3, \ldots, n), \qquad (32)$$

где T_i — суммарное сдвигающее усилие в i-м шве:

$$T_l = \int_0^z \tau_l \, dz;$$

τ_i — сдвигающее усилие, отнесенное к единице длины шва;

ε_i — коэффициент жесткости шва (связей сдвига);

$i, l = 1, 2, \ldots, n$ — швы по линиям сдвиговых связей;

Δ_{il} — приращение сдвига в шве i от единичного усилия в шве l;

Δ_{i0} — приращение сдвига в шве i от внешней нагрузки на составной стержень, не скрепленный связями, воспринимающими сдвигающее усилие в швах.

Величина ε_i зависит от податливости соединения; при наличии перемычек — от характера их заделки в ветвях стержня.

При полной заделке перемычек прямоугольного сечения коэффициент жесткости шва определяется по формуле

$$\varepsilon_l = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_1} + \frac{1}{\varepsilon_2} + \frac{1}{\varepsilon_3}}, \qquad (33)$$

где

$$\varepsilon_1 = K_Q \frac{12 E_п J_п}{h a_0^3}; \quad \varepsilon_2 = K_Q \frac{G_п F_п}{1{,}2 a_0 h};$$

$$\varepsilon_3 = K_Q \frac{G_i F_i + G_i \overline{F_i}}{1{,}2\, h^2};$$

K_Q — коэффициент, учитывающий уменьшение сдвигающих усилий в перемычках при учете податливости примыкающих к ним ветвей:

$$K_Q = \frac{\dfrac{12 E_i J_i}{h^2}\,\dfrac{\overline{E_i J_i}}{} + \dfrac{E_п J_п (E_i J_i + \overline{E_i J_i})}{h v_i}}{\dfrac{12 E_i J_i}{h^2}\,\dfrac{\overline{E_i J_i}}{} + \dfrac{4 E_п J_п (E_i J_i + \overline{E_i J_i})}{h v_i} + \dfrac{(E_п J_п)^2}{v_i^2}}; \quad (34)$$

a_0 — пролет перемычки в свету;

h — высота этажа;

$F_п$, $J_п$, $E_п$ — соответственно площадь сечения, момент инерции и модуль упругости перемычки;

$\overline{F_i}$, $\overline{J_i}$, $\overline{E_i}$ — площадь сечения, момент инерции и модуль упругости ветви, соседней с ветью i;

v_i — расстояние между осями ветвей;

G_i, $G_п$ — модули сдвига ветви и перемычки.

Коэффициенты жесткости вертикальных швов между сборными элементами

$\varepsilon_i = \dfrac{1}{\lambda_i}$, где λ_i — коэффициенты податливости швов, принимаемые по указаниям СН 321-65 (приложение 2) или по другим обоснованным данным.

Таблица 8

Значения C_i, $\overline{C_i}$, N_i^0, $\overline{N_i^0}$

Взаимное положение швов и ветвей i и l	C	$\overline{C_i}$	N_i^0	$\overline{N_i^0}$
$i = l$	$1/F_l$	—	1	—
$i \neq l$ и $\overline{l}$	0	—	0	—
$i = \overline{l}$	$-1/F_l$	—	-1	—
$\overline{i} = \overline{l}$	—	$1/\overline{F_l}$	—	1
$\overline{i} \neq l$ и $\overline{l}$	—	0	—	0
$\overline{i} = l$	—	$-1/\overline{F_l}$	—	-1

5. Определение коэффициентов Δ_{il} при неизвестных и свободных членов Δ_{i0} в дифференциальных уравнениях (32) производится с учетом влияния изгиба ядра

жесткости в двух взаимно перпендикулярных плоскостях и его стесненного кручения по следующим зависимостям:

$$\Delta_{il} = \frac{1}{E}\left(C_l + \overline{C}_l + \frac{v_i v_l}{\Sigma J_y} + \frac{u_i u_l}{\Sigma J_x} + \frac{w_{ii} w_{ll}}{\Sigma J_w}\right); \quad (35)$$

$$\Delta_{i0} = \frac{1}{E}\left(\frac{N_i^0}{F_i} + \frac{\overline{N}_i^0}{\overline{F}_i} - \frac{M_x^0 v_i}{\Sigma J_y} + \frac{M_y^0 u_i}{\Sigma J_x} + \frac{B^0 w_{ii}}{\Sigma J_w}\right) \quad (36)$$

В формулах (35) и (36) величины C_i, $\overline{C}_i$, N_i^0, $\overline{N}_i^0$ при $T_l = 1$ определяются по табл. 8.

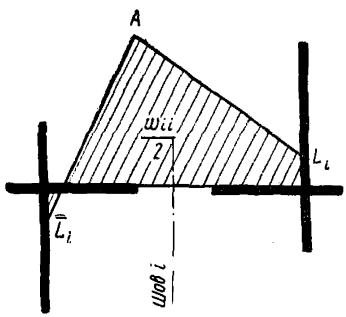


Рис. 39. Определение секториальных координат w_{ii}

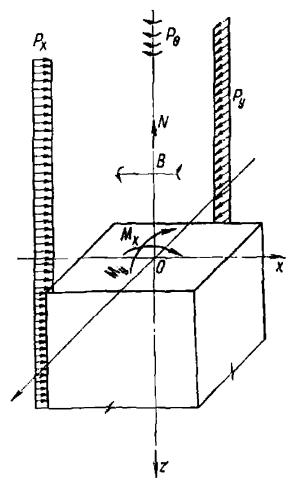


Рис. 40. Положительные направления внешних нагрузок, обобщенных внутренних усилий и координатных осей

В выражениях (35) и (36) приняты следующие обозначения:

v_i и u_i — расстояния между центрами изгиба ветвей i и $\overline{i}$ в направлении осей X и Y соответственно;

w_{ii} — секториальная координата сдвигов, вычисляемая как удвоенная площадь фигуры, образованной контуром поперечного сечения и двумя секториальными радиусами, проведенными из центра изгиба A в нулевые точки L_i и $\overline{L}_i$ соседних ветвей i и $\overline{i}$ (рис. 39);

ω_{ll} — секториальная координата сдвигов между осями соседних ветвей l и $\bar{l}$, вычисляемая аналогично;

M_x^0, M_y^0, B^0 — соответственно изгибающие моменты относительно X и Y от внешней нагрузки и бимомент в поперечном сечении ядра жесткости;

N_i^0, $N_{\bar{i}}^0$ — нормальные усилия от внешней нагрузки в соседних ветвях i и $\bar{i}$;

ΣJ_x, ΣJ_y — суммарные моменты инерции ветвей относительно своих центральных осей X и Y;

ΣJ_W — суммарный секториальный момент инерции относительно главного полюса, являющегося центром изгиба и кручения всего стержня;

F_i и $\bar{F}_i$ — площади поперечных сечений соседних ветвей i и $\bar{i}$.

В швах второго типа деформации сдвига возникают только за счет депланации поперечных сечений; в этих швах

$$\Delta_{ll} = \frac{\omega_{ll}\omega_{ll}}{E\,\Sigma J_w}, \tag{37}$$

$$\Delta_{l0} = \frac{B^0\,\omega_{ll}}{E\,\Sigma J_w}. \tag{38}$$

Секториальные координаты ω_{ii} и ω_{ll} вычисляются в данном случае как удвоенная площадь, ограниченная контуром, замкнутость которого раскрывает данный шов.

Знаки в формулах (35) и (36) и в величинах C_i, $\bar{C}_i$, N_i^0 и $\bar{N}_i^0$ (табл. 8) обусловлены системой координат и направлениями, принятыми в качестве положительных для нормальных сил, сдвигающих усилий и изгибающих моментов.

В соединенных между собой швом i ветвях за i-ю ветвь принимается та, в которой сдвигающее усилие T_i вызывает растягивающее усилие.

Положительная нормальная сила вызывает в ветви растягивающее напряжение.

Положительный момент действует на горизонтальное сечение ядра жесткости по часовой стрелке при взгля-

де с положительного направления оси вращения (рис. 40).

Положительный бимомент вызывает положительное (растягивающее) напряжение в точках с положительной ординатой ω.

Ординаты ω принимают положительное значение в точках, к которым подвижной секториальный радиус движется от начального положения по часовой стрелке.

Как правило, главные координаты напряжений в смежных точках соседних ветвей в i-м шве имеют противоположные знаки. При действии горизонтальных равномерно распределенных нагрузок p_x или p_y, изгибающих систему в направлении главных осей X и Y, и равномерно распределенного крутящего момента m

$$\Delta_{i0} = \left\{ \frac{p_x z^2 v_i}{2 \Sigma J_y} - \frac{p_y z^2 u_i}{2 \Sigma J_x} - \frac{m [kH \operatorname{sh} kz - \operatorname{ch} kH + \operatorname{ch} k (H - z)] \omega_{ii}}{k^2 \Sigma J_\omega \operatorname{ch} kH} \right\} \frac{1}{E}, \qquad (39)$$

$$k = \sqrt{\frac{G \Sigma J_d}{E \Sigma J_\omega}};$$

где

sh и ch — гиперболические синус и косинус;

J_d — момент инерции ветви при чистом кручении.

Координаты z отсчитываются от верхнего свободного конца ядра жесткости.

При пользовании формулами (35), (36), (37) и (38) пространственные координаты x_i, y_i и ω_{ii} подставляются с присущими им знаками.

6. Система отсчета координат x_i, y_i, ω_i устанавливается с учетом следующих положений (рис. 40):

начало координат ветвей располагается соответственно в центрах тяжести и главных секториальных нулевых точках ветвей и определяется для каждой ветви отдельно по обычным правилам;

главный полюс — единый для всего стержня; направления главных осей для всех ветвей и всей системы одинаковы.

7. Координаты главного полюса системы вычисляются в следующей последовательности. Сначала строят эпюру секториальных площадей $\omega_в$ и определяют суммарные секториальные моменты инерции $J_{\omega_{вх}}$ и $J_{\omega_{вy}}$ относительно произвольно выбранного полюса B, а за-

тем находят координаты главного полюса по следующим формулам:

$$c_x = a_x - b_x = \frac{\Sigma J_{w_{Bx}}}{\Sigma J_x} = \frac{\Sigma \int\limits_{F_i} w_B y_{iB} dF}{\Sigma J_x};$$
$$c_y = a_y - b_y = \frac{\Sigma J_{w_{By}}}{\Sigma J_y} = -\frac{\Sigma \int\limits_{Fi} w_B x_{iB} dF}{\Sigma J_y}, \quad (40)$$

где a_x и a_y — координаты главного полюса A;
b_x и b_y — координаты вспомогательного полюса B;
ΣJ_x и ΣJ_y — суммы моментов инерции всех ветвей относительно своих центральных осей X и Y.

Интегралы $\Sigma \int\limits_{F_i} w_B y_{iB} dF$ и $\Sigma \int\limits_{F_i} w_B x_{iB} dF$ можно вычислить по правилу Верещагина путем перемножения эпюр w_B соответственно на эпюры y_{iB} и x_{iB}.

8. Угол α наклона главных осей по отношению к осям, выбранным произвольно, определяется по формуле

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2 \Sigma J_{xy}}{\Sigma J_y - \Sigma J_x}, \quad (41)$$

где $\Sigma J_{xy} = \int\limits_F x_i y_i dF$;

ΣJ_x, ΣJ_y — суммарные моменты инерции ветвей относительно их собственных центральных осей X и Y.

9. Суммарный секториальный момент ΣJ_w инерции относительно главного полюса и главную секториальную координату w_i определяют после определения положения главного полюса (по методике, изложенной в п. 7).

Для этого строится эпюра секториальных площадей w_A относительно главного полюса A, а затем определяется ΣJ_w (сумма секториальных моментов инерции ветвей стержня относительно главного полюса A).

10. Решение системы дифференциальных уравнений (32) производится известными математическими приемами, в том числе и методом разложения внешней нагрузки по собственным решениям основной системы уравнений.

11. Граничные условия принимаются следующие: при $z=0$ $T_{(0)}=0$, при $z=H$ $T'_{(H)}=0$.

12. Обобщенные внутренние усилия определяются после решения уравнений и нахождения значений лишних неизвестных T_i. Обобщенные усилия, действующие в сечении ядра жесткости (составного стержня), определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} N_i &= N_i^0 + \sum_{i=1}^{f_i} T_i; \\ M_x &= M_x^0 - \sum_{i=1}^{n} T_i v_i; \\ M_y &= M_y^0 - \sum_{i=1}^{n} T_i u_i; \\ B &= B^0 - \sum_{i=1}^{n} T_i w_{ii}, \end{aligned}\right\} \qquad (42)$$

где N_i — нормальное (продольное) усилие в i-й ветви;

M_x, M_y, B — внутренние изгибающие моменты относительно осей X и Y и бимомент, действующие на ядро жесткости;

N_i^0 — *нормальное усилие от внешней нагрузки*, приложенное к данной ветви i;

M_x^0, M_y^0, B^0 — изгибающие моменты относительно осей X и Y и бимомент от внешней нагрузки, действующей на ядро жесткости (на составной стержень) в целом;

T_i — суммарные сдвигающие усилия в шве i;

f_i — количество швов, примыкающих к данной ветви i.

13. Распределение изгибающих моментов M_x, M_y и бимомента B, действующих на ядро жесткости, между отдельными ветвями (пилонами, столбами) производится пропорционально соотношениям их жесткостей:

$$M_{ix} = \frac{E J_{iy}}{\Sigma E J_y} M_x; \quad M_{iy} = \frac{E J_{ix}}{\Sigma E J_x} M_y;$$

$$B_i = \frac{E J_{iw}}{\Sigma E J_w} B, \qquad (43)$$

где M_{ix}, M_{iy}, B_i — изгибающие моменты и бимомент, действующие в i-й ветви;

J_{ix}, J_{iy}, J_{iw} — моменты инерции отдельных ветвей относительно своих центральных осей и секториальный момент инерции отдельной ветви i относительно главного полюса A.

14. Нормальные напряжения в i-й ветви определяются по формуле

$$\sigma_i = \frac{N_i}{F_i} - \frac{M_x x_i}{\Sigma J_y} + \frac{M_y y_i}{\Sigma J_x} + \frac{B w_i}{\Sigma J_w}. \qquad (44)$$

где x_i, y_i, w_i — текущие главные координаты точек ветви i, в которых отыскивается напряжение;

N_i — продольное усилие в ветви;

M_x, M_y, B — обобщенные внутренние усилия (изгибающие моменты и бимомент) в поперечном сечении основной системы;

F_i — площадь поперечного сечения ветви.

15. Определение прогибов ξ и η в направлении осей X и Y и угла поворота θ от горизонтальной нагрузки производится исходя из следующих зависимостей:

$$E \Sigma J_y \xi'' = M_x; \quad -E \Sigma J_x \eta'' = M_y;$$
$$-E \Sigma J_w \theta'' = B. \qquad (45)$$

Деформации верха ядра жесткости могут быть определены графоаналитическим методом:

$$\xi = \frac{M_x^{\phi}}{E \Sigma J_y}; \quad \eta = \frac{M_y^{\phi}}{E \Sigma J_x};$$
$$\theta = \frac{B^{\phi}}{E \Sigma J_w}, \qquad (46)$$

где M_x^{ϕ}, M_y^{ϕ} и B^{ϕ} — фиктивные изгибающие моменты и бимомент консольного стержня в месте его заделки от фиктивных нагрузок, изменяющиеся соответственно законам изгибающих моментов M_x, M_y и бимомента в действительном стержне.

16. Изгибающие моменты в перемычках в местах заделки в ветви ядра жесткости определяются по формуле

$$M_{п} = \frac{1}{2} Q_i a_0, \qquad (47)$$

где $M_{п}$ — изгибающий момент в перемычке;
Q_i — перерезывающая сила в перемычке;
a_0 — пролет перемычки.

17. После определения усилий в элементах ядра жесткости их расчет производится в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.1-62 *.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

УСТРОЙСТВО РАЗДЕЛИТЕЛЬНОГО СЛОЯ МЕЖДУ ПЕРЕКРЫТИЯМИ

При изготовлении пакета перекрытий для предотвращения сцепления свежеуложенного бетона с поверхностью ранее изготовленного перекрытия на верхнюю грань последнего наносится разделительный слой.

Материал разделительного слоя должен удовлетворять следующим требованиям: полностью предотвращать сцепление смежных перекрытий; не вступать в химическую реакцию и не разлагать структуру поверхностного слоя бетона; быстро твердеть в случае нанесения в жидком состоянии; обеспечивать гладкую поверхность нижней (потолочной) грани перекрытия и не оставлять на ней следов и пятен; обладать достаточной механической прочностью против повреждений, а также влагостойкостью и несгораемостью.

На основе практики строительства в нашей стране рекомендуется применять разделительные слои:

а) из лака этиноль и известкового шлама с добавлением казеинового клея;

б) из казеиново-меловой пасты (суспензии).

Слои наносятся следующим образом:

лак этиноль разбрызгивается краскопультом в два слоя с перерывом 2 ч, общей толщиной до 1 мм (0,5—0,8 кг на 1 м^2 поверхности); через 2 ч по лаку наносят слой известкового шлама с казеиновым клеем с целью создания макропористой пленки, способствующей отделению перекрытий при подъеме;

казеиново-меловая паста (табл. 9) наносится за 2 раза при помощи валиков.

Нанесение разделительного слоя указанных видов

следует производить в сухую погоду или с устройством укрытия от дождя.

При бетонировании пакета перекрытий зимой в тепляках применять лак этиноль не рекомендуется из-за его токсичности и легкой воспламеняемости.

Другие типы разделительных слоев могут применяться только после экспериментальной проверки.

Таблица 9

Состав казеиново-меловой пасты (на 100 м² поверхности, покрываемой за 2 раза)

Составляющие	Количество	Приготовление
Вода, л	70—80	Клей затворить для набухания на 4—5 ч в 40 л воды. Добавить остальную воду и мел. Перемешать
Мел молотый, кг	80	
Клей казеиновый, кг	10	

Для предохранения пасты в случае ее длительного хранения от развития гнилостных бактерий рекомендуется добавлять в готовый состав 15 л водного раствора нашатыря.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
1. Общие положения	3
2. Основные конструктивные системы зданий	5
3. Объемно-планировочные решения зданий	11
4. Конструктивные элементы и стыки	18
5. Расчет зданий и конструкций	42
6. Требования к составу и содержанию проектов	60
Приложение 1. Примеры планировочных решений жилых и общественных зданий	66
Приложение 2. Укрупненные нормативы затрат при возведении зданий методом подъема перекрытий	71
Приложение 3. Основные характеристики оборудования для подъема перекрытий или этажей	76
Приложение 4. Расчет стальных воротников	78
Приложение 5. Методика статического расчета вертикальных объемных элементов (ядер жесткости) с проемами на действие горизонтальной нагрузки	82
Приложение 6. Устройство разделительного слоя между перекрытиями	92

Госгражданстрой

ВРЕМЕННЫЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ МЕТОДОМ ПОДЪЕМА ПЕРЕКРЫТИЙ И ЭТАЖЕЙ
СН 451-72

Редактор издательства Л. Г. Бальян
Технические редакторы И. В. Панова, Н. В. Высотина
Корректор В. И. Галюзова

Сдано в набор 31/X 1973 г. Подписано к печати 27/II 1974 г. Формат 84×108¹/₃₂. д. л. Бумага типографская № 3 печ. л. (уч.-изд. 4,94 л.) Тираж 23 000 экз.
Изд. № XII—4371 Зак. № 1878 Цена 25 коп.

Стройиздат
103777, Москва, Кузнецкий мост, 9

Московская типография № 32 Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
Москва, К-51, Цветной бульвар, д. 26.

ПЕРЕЧЕНЬ ЛИТЕРАТУРЫ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ЕДИНИЦ ФИЗИЧЕСКИХ ВЕЛИЧИН

1. Проект стандарта «Единицы физических величин», 1970 г.
2. ГОСТ 16263—70. Государственная система обеспечения единства. Метрология. Термины и определения.
3. Методические указания по практическому применению государственного стандарта «Единицы физических величин» (готовятся к печати).
4. «Измерительная техника». Раздел «Консультации», 1971, № 12; 1972, № 1—5 и 7.
5. «Промышленное строительство». Раздел «Консультации», 1973, № 1, 3, 8.
6. Аристов Е. М. Единицы физических величин. Л., «Судостроение», 1972.
7. Бурдун Г. Д. Справочник по Международной системе единиц. М., Изд-во стандартов, 1971.
8. Бурдун Г. Д. и Марков Б. Н. Основы метрологии. М., Изд-во стандартов, 1972.
9. ВИНИТИ. Пособие для референтов, редакторов и корректоров. М., 1971.
10. Госстрой СССР. ЦНИИОМТП. Практическое пособие по метрологическому обеспечению строительного производства. М., Стройиздат, 1973.
11. Справочная книга корректора и редактора. М., «Книга» (готовится к печати).
12. Стоцкий Л. Р. Справочник по единицам физических величин. М., «Недра» (готовится к печати).
13. Стоцкий Л. Р. «Единицы физических величин — паскаль, сименс и моль» — «Физика в школе», 1973, № 12.
14. Тюрин Н. И. Введение в метрологию. М., Изд-во стандартов, 1973.

gost.e-ecolog.ru