ЦНИИЭП жилища
Госграждданстроя

Рекомендации

по конструированию и расчету панельно-блочных зданий с применением объемных блоков типа „колпак“

Москва 1986

gost.e-ecolog.ru

Центральный ордена Трудового Красного Знамени
научно-исследовательский и проектный институт
типового и экспериментального проектирования жилища
(ЦНИИЭП жилища) Госгражданстроя

Рекомендации

по конструированию и расчету панельно-блочных зданий с применением объемных блоков типа „колпак“

Москва Стройиздат 1986

УДК 69.056.5

Рекомендованы к изданию решением секции конструкций научно-технического совета ЦНИИЭП жилища Госгражданстроя.

Рекомендации по конструированию и расчету панельно-блочных зданий с применением объемных блоков типа "колпак"/ ЦНИИЭП жилища.–М.:Стройиздат, 1986.–108 с.

Содержат правила конструирования и расчета, а также основные положения по изготовлению и технико-экономическому анализу конструкций зданий панельно-блочной конструктивной системы.

Приводятся рекомендации по дальнейшему совершенствованию массового городского и сельского жилищного строительства путем снижения суммарной и построечной трудоемкости, а также сроков возведения зданий за счет применения объемных блоков и пространственных элементов в сочетании с крупнопанельными конструкциями стен и перекрытий.

Для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

Табл. 12, ил. 62

Разработаны ЦНИИЭП жилища (кандидаты техн. наук Э.Л.Вайсман – разд. 1 – 4, прил. 2 – 6, 8; Н.А. Николаев – разд. 1 – 3; С.С. Гаврилова – разд. 4; Э.Г. Давыдова – разд. 4, прил. 8; Ю.Г. Граник – разд. 3; канд. эконом. наук А.А. Будилович – разд. 5; инженеры В.И. Курчиков – разд. 1 – 4, прил. 7; К.М. Грицевская, Н.В. Курочкина – разд. 5; В.Г. Бердичевский, И.А. Браунсдорфер – разд. 2, 3), при участии НИИСК Госстроя СССР (д-р техн. наук Ю.И. Немчинов – прил. 8; канд. техн. наук П.И. Голуб – разд. 2, 3; инженеры А.М. Лупан, В.А. Ластик – разд. 2,3; В.Г. Козырь – прил. 8); КИСИ (кандидаты техн. наук В.И. Резниченко; В.Д. Вероцкий – разд. 2, 3), Киев-ЗНИИЭП (канд. техн. наук М.И. Коляков, инж. Л.Ф. Попко– прил. 1).

В работе использованы материалы, разработанные ЦНИИЭП жилища (канд. техн. наук Г.Н. Ашкинадзе, инженеры Н.Б. Левонтин, В.М. Острецов, Ю.Г. Панков).

3202000000 – 479

Р–––––––––––––– Инструкт.-нормат., 1 вып. – 68 – 85

047(01) – 86

©Стройиздат, 1986

1. ОБЩАЯ ЧАСТЬ

1.1. Настоящие рекомендации распространяются на проектирование полносборных жилых зданий высотой до 16 этажей включительно с применением объемных блоков[1] и пространственных элементов[2] в сочетании с несущими и ограждающими крупнопанельными конструкциями стен и перекрытий, возводимых в городах и сельских районах в обычных инженерно-геологических условиях.

Для сейсмических районов, просадочных грунтов и горных выработок следует руководствоваться соответствующими нормативными документами.

1.2. Панельно-блочная система позволяет сохранить преимущества крупнопанельных зданий в части создания разнообразных планировочных решений квартир с большими (до 6 м) размерами помещений по фасаду и сократить по сравнению с крупнопанельной системой сроки возведения зданий, а также их суммарную и построечную трудоемкость за счет введения объемных блоков и пространственных элементов для наиболее насыщенных коммуникациями и оборудованием помещений и сложных конструктивных ячеек здания.

1.3. Проектирование зданий панельно-блочной системы возможно по трем направлениям:

первое – использование номенклатуры изделий действующих серий крупнопанельных зданий с введением дополнительной номенклатуры специальных объемных блоков и пространственных элементов;

второе – использование номенклатуры изделий действующих серий крупнопанельных и объемно-блочных зданий, выпускаемых на заводах крупнопанельного и объемно-блочного (ОБД) домостроения данного региона;

третье – на основе специализированной номенклатуры панельных, объемных и пространственных элементов, не связанной с каким-либо сложившимся производством (для новых специализированных предприятий).

1.4. Масса объемных блоков и пространственных элементов панельно-блочных зданий, проектируемых по первому и третьему направлению не должна превышать 8–10 т, т.е. соответствовать грузоподъемности массовых подъемно-транспортных механизмов, применяемых в крупнопанельном домостроении [1].

Масса объемных блоков и пространственных элементов зданий, проектируемых по второму направлению, не должна превышать 25 т.

1.5. Объемные блоки и пространственные элементы рекомендуется применять в первую очередь для размещения санитарных узлов, кухонь, лестниц, лифтовых шахт, лоджий, балконов и других помещений, наиболее

---

[1] Объемными блоками называются изделия заводского производства, заключающие в себе замкнутый объем части здания, предназначенные для размещения части, одного или группы помещений, которые могут быть полностью отделаны и оборудованы на заводе.

[2] Пространственными элементами называются изделия заводского производства, заключающие незамкнутую часть объема здания (лоджии, балконы, эркеры, конструкции крыш, входов и т.п.).

насыщенных инженерным оборудованием и устройствами, а также для замены нескольких панельных конструкций, наиболее трудоемких при традиционном поэлементном изготовлении. В объемных блоках рекомендуется размещать вентиляционные каналы, санитарно-технические приборы, оборудование и подводки к ним, скрытую электропроводку, устанавливать оконные и дверные блоки, встроенные шкафы и антресоли, предусматривать заводскую комплектацию и внутреннюю отделку.

1.6. Полнота отделки и степень заводской готовности объемных блоков и пространственных элементов устанавливается технико-экономическим обоснованием (ТЭО) по принципу минимума суммарных (заводских и построечных) трудозатрат с учетом региональных и местных условий, а также времени года и обеспеченности их защиты при транспорте и монтаже. Степень заводской готовности должна быть не менее 60% для объемных блоков и не менее 50% для пространственных элементов при обязательной готовности санитарно-технической, электротехнической и слаботочной разводки сетей и подготовки под окончательную отделку стен и потолков и настилку полов.

1.7. В процессе проектирования панельно-блочных зданий по первому направлению необходимо стремиться сохранить планировочную и конструктивную структуру крупнопанельного здания или серии проектов, принятых за основу.

1.8. Номенклатура типоразмеров и количество марок конструктивных элементов панельно-блочного здания должно быть минимальным. При этом необходимо соблюдать принцип равновесности конструкций в пределах установленной грузоподъемности монтажных кранов. При возведении зданий, проектируемых по второму направлению, целесообразно предварительное укрупнение панельных конструкций в пространственные монтажные элементы.

1.9. При проектировании панельно-блочных зданий по первому направлению привязка объемных, пространственных и плоских элементов должна обеспечивать их взаимозаменяемость с панельными конструкциями без изменения размерных параметров последних.

1.10. Панельные части зданий должны соответствовать требованиям действующих норм, а также рабочим чертежам, стандартам и техническим условиям на конструкции соответствующих серий КПД. Части зданий, включающие объемные блоки и пространственные элементы, должны соответствовать действующим нормативам в ОБД.

При проектировании панельно-блочных зданий следует руководствоваться настоящими рекомендациями, соответствующими разделами СНиП, а также [2], [3], [4].

1.11. При расчете и конструировании панельно-блочных зданий необходимо стремиться к минимальному расходу стали при эксплуатации, транспортировании и монтаже всех элементов, при этом ее суммарный расход не должен превышать контрольных показателей, приведенных в [3]. Удельный расход цемента не должен превышать показателей расхода в аналогичных крупнопанельных зданиях.

1.12. Конструкции панельно-блочных зданий должны надежно выполнять несущие и ограждающие функции в течение расчетного срока эксплуатации здания. Для обеспечения надежности конструкции следует:

применять конструкции и материалы, имеющие необходимую долговечность и отвечающие требованиям ремонтопригодности;

при выборе конструктивных решений наружных ограждений с учетом климатических условий района строительства учитывать одновременное проявление неблагоприятных воздействий;

назначать параметры конструкций и материалов, их физико-механические, теплотехнические, акустические и другие характеристики с учетом особенностей технологии изготовления, монтажа, эксплуатации, а также возможного изменения их свойств во времени;

предусматривать последовательность и порядок выполнения работ по устройству конструкций, в том числе связей, стыков, позволяющих обеспечить удовлетворительную работу в процессе эксплуатации зданий.

1.13. Долговечность конструкций обеспечивается:

выбором для конструкций наружных ограждений и их отделочных слоев материалов с морозостойкостью, соответствующей классу здания;

сочетанием в слоистых конструкциях материалов, исключающих во время расчетного срока эксплуатации расслоение, старение утеплителя и разрушение от коррозии расчетных металлических соединений;

применением тепло- и звукоизоляционных материалов и прокладок, расположенных в толще несущих конструкций, со сроком службы, который соответствует расчетному сроку эксплуатации здания;

конструированием наружных стен, связей их между собой и с другими конструкциями, обеспечивающим необходимый уровень трещиностойкости конструкций (расчетная величина раскрытия трещин в наружных стенах не более 0,3 мм).

1.14. Элементы конструкций и инженерного оборудования, срок службы которых меньше срока службы здания (столярные изделия, покрытия полов и кровель и т.п.), должны быть легко сменяемыми. Их смена не должна нарушать смежных элементов конструкций и связей.

1.15. Размещение инженерного оборудования и разводок сантехнических и электротехнических систем в конструктивных элементах здания следует проектировать с учетом условия свободного доступа к ним для устройства стыков, опрессовки систем, эксплуатации и ремонта, без нарушения звукоизоляции квартир.

1.16. В проектах зданий панельно-блочной конструктивной системы должно быть обеспечено высокое качество архитектурно-планировочных решений с необходимым набором квартир, отвечающих требованиям СНиП. Для достижения вариантности и художественной выразительности зданий следует предусматривать возможность взаимных смещений, сдвигов и поворотов секций, квартир и отдельных блоков.

1.17. Проекты панельно-блочных зданий должны предусматривать возможность возведения зданий в зимнее время. Отпускная прочность бетона несущих конструкций должна назначаться из расчета на транспортные воздействия.

Применение метода замораживания обычных растворов или бетонов в стыках допускается для зданий высотой не более 5 этажей. Расчетом должно быть предусмотрено обеспечение в момент оттаивания швов, устойчивости здания за счет совместной работы его элементов, соединенных сварными связями.

Возведение зданий высотой более 5 этажей при отрицательных температурах должно осуществляться с применением для заполнения стыков бетонной смеси, растворов или паст с химическими противоморозными добавками, обеспечивающими нарастание прочности раствора на морозе без прогрева. При применении таких добавок (поташ, нитрит натрия) стальные расчетные связи, имеющие антикоррозийные защитные покрытия из цинка или алюминия, должны покрываться протекторными составами.

В проектах зданий высотой более 5 этажей следует указывать на необходимость контроля прочности бетона, применяемого для замоноличивания стыков.

1.18. Технико-экономической предпосылкой строительства зданий панельно-блочной системы является получение расчетного эффекта, по сравнению с аналогичными крупнопанельными домами, в виде:

снижения суммарной и построечной трудоемкости возведения зданий;

повышения степени заводской готовности зданий;

сокращения сроков строительства;

социального эффекта, выражающегося в улучшении условий труда и быта строительных рабочих.

1.19. При проектировании панельно-блочных зданий с использованием номенклатуры изделий, выпускаемых на заводах КПД, следует учитывать особенности решений данной серии проектов крупнопанельных зданий, наличие подъемно-транспортных механизмов и производить сопоставление возможных вариантов конструктивно-технологических решений в конкретных условиях строительства.

1.20. Перевод действующих предприятий КПД на выпуск панельно-блочных жилых зданий рекомендуется планировать при их реконструкции в связи с переходом на выпуск новых или откорректированных серий КПД либо при модернизации технологического оборудования.

2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ПАНЕЛЬНО-БЛОЧНЫХ ЗДАНИЙ

Конструктивная схема

2.1. Панельно-блочные здания с применением объемных блоков и пространственных элементов в зависимости от условий опирания перекрытий панельной части здания проектируются по одному из следующих основных вариантов конструктивной схемы:

1 – с опиранием перекрытий панельной части, примыкающей к объемным блокам, на систему поперечных и (или) продольных стен (рис. 1);

2 – с опиранием перекрытий панельной части на объемные блоки (рис. 2);

3 – с опиранием перекрытий панельной части, примыкающей к объемным блокам с одной стороны на эти объемные блоки, а с другой – на панельные стены (рис. 3).

2.2. В панельно-блочных зданиях с конструктивной схемой по варианту 1 объемные блоки несут вертикальную нагрузку только от выше-

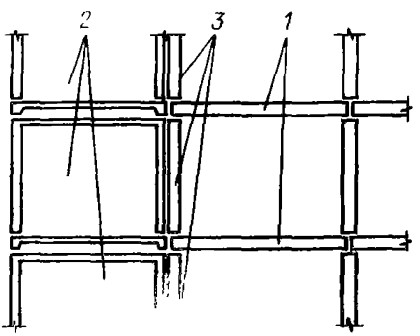


Рис. 1. Схема опирания панельных перекрытий на панельные стены (фрагмент продольного разреза здания)
1 – перекрытия; *2* – объемные блоки; *3* – приставные стены

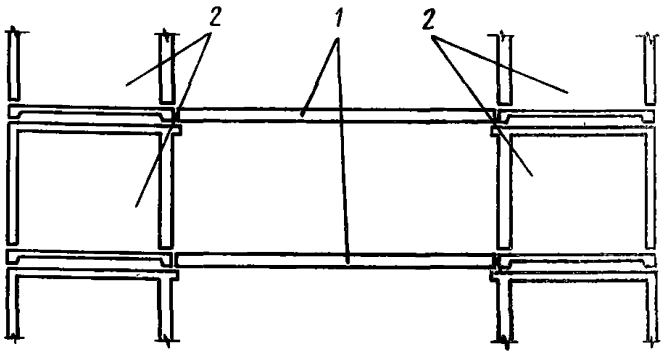


Рис. 2. Схема опирания панельных перекрытий на объемные блоки (фрагмент продольного разреза здания)
1 – перекрытия; *2* – объемные блоки

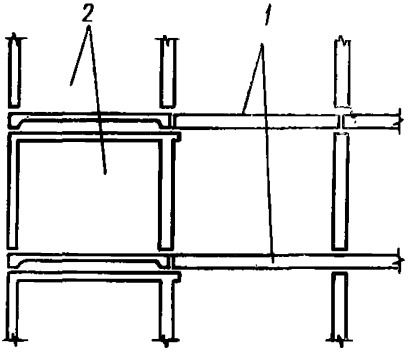


Рис. 3. Схема опирания панельных перекрытий на объемные блоки и панельные стены (фрагмент продольного разреза здания)
1 – перекрытия; *2* – объемные блоки

установленных элементов, а по вариантам 2 и 3 также и от перекрытий примыкающих панельных пролетов.

2.3. Вариант 1 конструктивной схемы позволяет применять с минимальными изменениями конструкции, выпускаемые действующими заводами КПД и ОБД, но приводит к некоторому увеличению количества изделий по сравнению с другими вариантами.

Варианты 2 и 3 целесообразны при разработке новых панельно-блочных серий домов, в том числе и с использованием изделий, выпускаемых действующими заводами КПД и ОБД.

2.4. Пространственная жесткость зданий панельно-блочной системы обеспечивается совместной работой системы столбов объемных блоков и вертикальных диафрагм несущих стен панельной части здания, связанных горизонтальными диафрагмами перекрытий. Возможно конструктивное решение здания как с включением наружных стен панельной части в общую несущую систему, так и без их включения.

2.5. Поэтажное опирание объемных блоков в столбах осуществляется линейно (предпочтительная схема) по всему периметру стен (за исключением участков под оконными и дверными проемами). Допускается при соответствующих обоснованиях опирание объемных блоков по четырем углам. Как правило, это приводит к перерасходу стали по сравнению с линейной схемой опирания.

2.6. Конструктивное решение опирания панелей перекрытия на объемные блоки должно обеспечивать передачу вертикальных нагрузок с минимальными эксцентриситетами.

2.7. Объединение панельных и блочных частей в общую пространственную систему здания производится стальными сварными связями на закладных деталях, устанавливаемых в плоскости перекрытий и в плоскости внутренних и наружных стен (горизонтальные связи), а также путем замоноличивания горизонтальных стыков (вертикальные связи).

2.8. Выбор конструктивного решения здания с применением объемных блоков и пространственных элементов производится в зависимости от его конкретного назначения и условий зоны строительства на основе статических и динамических расчетов, технико-экономического обоснования с учетом местных условий, в том числе имеющейся базы индустриального домостроения или возможности ее развития, номенклатуры производимых ею изделий, наличия подъемно-транспортных механизмов необходимой грузоподъемности, достигнутого уровня строительного производства, возможностей его контроля и т.п.

2.9. Прочность и надежность зданий с применением объемных блоков и пространственных элементов высотой 5 и более этажей определяются совместной работой всех конструктивных элементов, обеспечиваемой расчетными и конструктивными связями в стыках и соединениях.

В зданиях высотой до 5 этажей, возводимых в обычных условиях строительства, расчетные связи, как правило, не требуются. В зданиях высотой пять и более этажей горизонтальные связи должны осуществляться в уровне каждого перекрытия между всеми смежными несущими конструкциями в пределах деформационного отсека. Две смежные несущие конструкции должны иметь не менее двух связей.

Модульная координация и привязка объемных блоков и пространственных элементов к планировочным осям

2.10. Размеры объемных блоков в плане (рис.4) и привязка их к планировочным осям зависят от схемы опирания панелей перекрытий на блоки, от расположения относительно друг друга блоков и панельной части.

2.11. Привязка наружных стен здания осуществляется таким образом, чтобы расстояние от внутренней поверхности наружной стены в панельной части здания до продольной наружной оси составляло 100 мм.

2.12. Привязка пространственных элементов к планировочным осям осуществляется в соответствии с привязкой заменяемых панельных элементов.

2.13. Модульные разбивочные внутренние оси при спаренном расположении блоков должны проходить через геометрический центр зазора между ними; при опирании панельного пролета на стену блока в случае замещения объемным блоком панельного элемента стены – по оси этого панельного элемента (см. рис. 4*б,г*); без замещения – с таким же расстоянием от стенки блока до оси, как при спаренном расположении блоков (см. рис. 4 *а,в*).

2.14. Назначение размеров объемных блоков и пространственных элементов (ширины, длины и высоты) осуществляется на основе модульной координации. При этом принимается осевой принцип установления размеров – между модульными разбивочными осями.

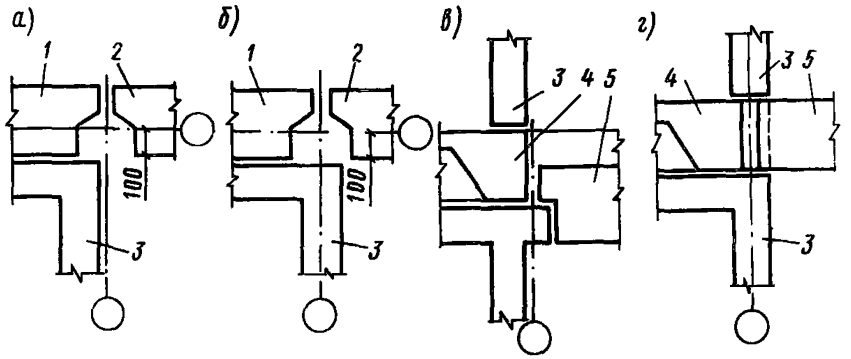


Рис. 4. Осевые привязки в местах контакта блоков и панелей. Вертикальный (*а,б*) и горизонтальный (*в,г*) стыки наружной стены во вновь проектируемых сериях проектов (*а,в*) и при замещении панельных элементов блоком в существующих решениях (*б,г*); *1,2* – наружная стеновая панель объемного блока и панельной части здания; *3* – объемный блок; *4* – панель пола блока; *5* – плиты перекрытий

3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ОБЪЕМНЫХ БЛОКОВ И ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Номенклатура и типоразмеры изделий

3.1. Основные типы объемных блоков и пространственных элементов приведены на рис. 5.

3.2. Номенклатура объемных блоков определяется назначением помещений, которые в них располагаются. Наибольший эффект получается от размещения в блоках помещений, насыщенных инженерным оборудованием, коммуникациями, встроенной мебелью и другими трудоемкими элементами (кухни, санитарные узлы, ванные комнаты, лестницы, шахты лифтов и т.п.). В крупногабаритных объемных блоках располагаются, как правило, два помещения, например, кухня и санузел, кухня и проходной шлюз, санузел и часть прихожей, малая спальня и часть прихожей и т.п.

В панельной части здания рационально располагать помещения, требующие увеличенных площадей:

общие комнаты в жилых домах,

холлы, рекреации, игровые комнаты и т.п. в общественных зданиях.

Конкретная номенклатура изделий определяется проектом здания с учетом принятого направления проектирования.

3.3. Номенклатура пространственных элементов в виде цельноформованных изделий, а также изделий, образуемых путем укрупнительной сборки на заводе или монтажной площадке плоских конструкций, включает части наружных стен, лоджии, балконы, эркеры, крыши, входы, мусоросборники, машинные помещения лифтов и других частей здания.

3.4. Типоразмеры объемных блоков и пространственных элементов определяются из условий грузоподъемности транспортно-монтажных механизмов, а также действующих ограничений при перевозках железнодорожным и автомобильным транспортом. Необходимо стремиться применять габаритные размеры блоков и пространственных элементов, обеспечивающие суммарное снижение массы изделий и сокращение удельных затрат стали и цемента на здание.

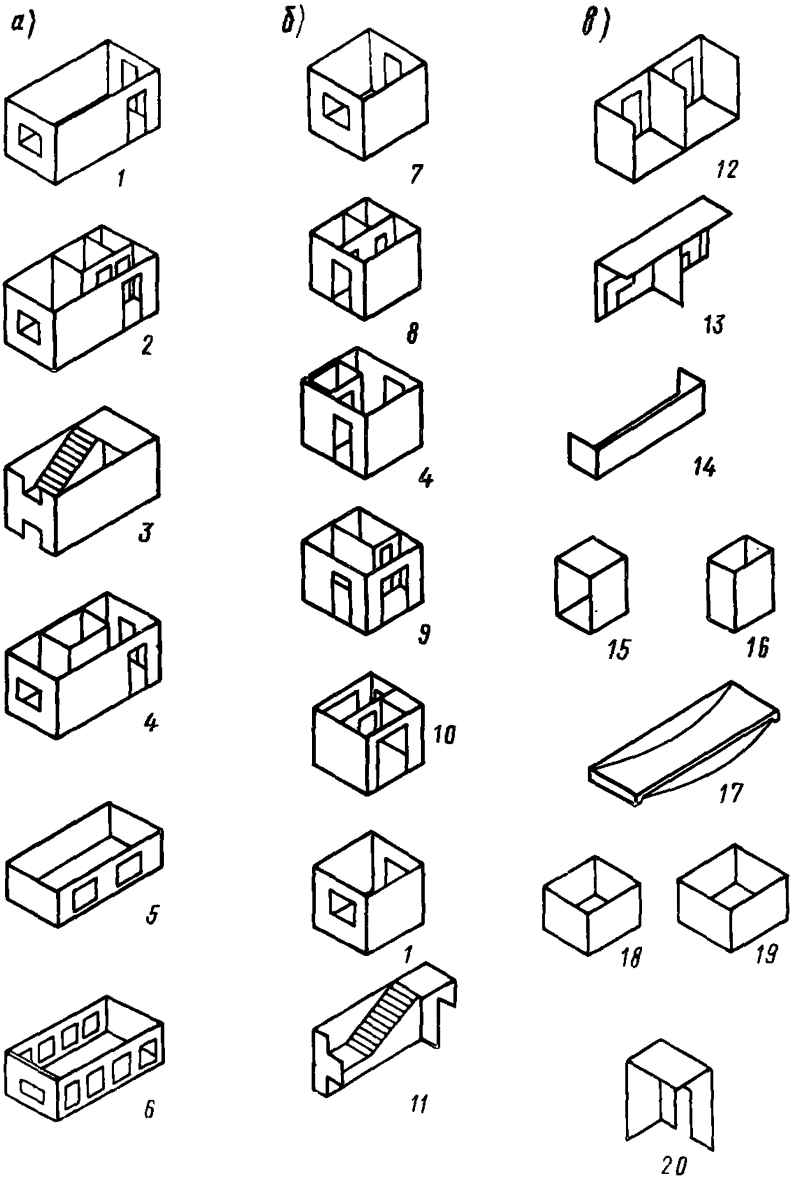


Рис. 5. Номенклатура объемных блоков и пространственных элементов *1 – 11* – объемные блоки; *12 – 20* – пространственные элемены; *а* – для зданий с применением крупных блоков массой до 25 т; *б* – для зданий с применением малых блоков массой до 10 т; *в* – для обоих типов зданий; *1* – комната; *2* – санитарно-кухонный блок; *3* – лестница; *4* – лифт и лифтовый холл; *5* – цоколь; *6*– блок чердачной кровли; *7* – кухня; *8* – санитарно-технический блок; *9* – лифтовый холл; *10* – прихожая; *11* – лестничный полублок; *12* – лоджия; *13* – балкон со стеной; *14* – балкон без стены; *15* – коридор; *16* – шахта лифта; *17* – кровля; *18* – блок мусоросборника; *19* – машинное отделение лифта; *20* – вход

3.5. Номинальные размеры пространственных элементов назначаются по принципу взаимозаменяемости с панельными конструкциями.

3.6. Ширину и длину объемных блоков для панельно-блочных зданий рекомендуется принимать кратными укрупненному модулю 6М. Дополнительные размеры, кратные модулю 3М, могут применяться только при использовании существующего технологического оборудования.

Рекомендуемые и дополнительные размеры объемных блоков в плане приведены в табл.1.

Таблица 1

Ширина, мм	Длина, мм												
	300	330	360	390	420	450	480	510	540	570	600	630	660
240	•	+	•	+	•	+	•	+	•	+	•	+	+
270	•	+	•	+	•	+	•	+	•	+	•	+	+
300	0	•	0	•	0	•	0	•	0	•	0	•	•
330	•	+	•	+	•	+	•	+	•	+	•	+	+
360	0	•	0	•	0	•	0	•	0	•	0	+	+

Примечание. Обозначения: 0 – рекомендуемые размеры, кратные 6М; • – дополнительные размеры, кратные 3М; + – допустимые размеры (при соответствующем обосновании).

3.7. Конкретный выбор номенклатуры и размеров объемных блоков осуществляется с учетом условий производства блоков и минимального количества типоразмеров. Для серии панельно-блочных зданий оптимальным оказывается 2–4 типоразмера блоков.

Материалы для конструкций зданий

3.8. Материалы несущих объемных блоков следует принимать в соответствии с требованиями прочности, жесткости и трещиностойкости, а также ограничения массы монтажных элементов, технологичности изготовления и обеспечения требуемых эксплуатационных качеств с учетом конкретных ТЭО.

3.9. Для изготовления объемных блоков рекомендуется применять конструктивные бетоны на легких или тяжелых заполнителях (γ=1400 – 2500 кг/м^3) марок М150 – М300, назначаемых из расчета по прочности. В экспериментальном порядке при соответствующем обосновании могут быть применены бетоны на напрягающем цементе.

3.10. Для перегородок целесообразно использовать тот же бетон, что и для формования стен объемных блоков. Для облегчения массы зданий и повышения уровня комфорта, кроме бетонных могут применяться внутриквартирные шкафные перегородки из древесностружечных фанерованных плит или встроенная мебель из гипсобетона, сухой штукатурки или асбестоцемента на деревянном каркасе с заполнением минеральной ватой и другими материалами.

В помещениях с относительной влажностью воздуха выше 60% (ванна, кухня) стены должны быть покрыты масляной краской, водостойкими обоями или облицованы плиткой.

3.11. Конструктивные параметры межквартирных стен (перегородок) и перекрытий должны соответствовать значениям, приведенным в табл. 2 (при толщине воздушного промежутка 60 мм и более).

Таблица 2

Материал	Объемная масса , кг/м^3	Общая толщина стен и перекрытий, мм
Керамзитобетон	1400	160
Аглопоритобетон	1900	120
Тяжелый бетон	2500	100

Примечания: 1. Конструкция пола, обеспечивающая нормативную звукоизоляцию, в объемно-блочной части здания предусмотрена из теплозвукоизоляционного линолеума. Разрешается устройство другого пола, обеспечивающего показатель улучшения звукоизоляции от ударного шума $E_y = 18$дБ.

2. Толщина конструкций из материала, имеющего другую величину объемной плотности, выбирается с таким расчетом, чтобы поверхностная плотность ограждения была равна поверхностной плотности конструкций, указанных в табл. 2

3. Толщина плит определяется в наименьшем сечении без учета толщины ребер.

3.12. Столярные изделия (оконные, балконные, дверные блоки, встроенная мебель) принципиально не отличаются от аналогичных изделий, применяемых в традиционных видах строительства.

Ввиду трудностей крепления столярных изделий при малой толщине стен блоков в них при формовании необходимо предусматривать деревянные, пластмассовые или металлические пробки или закладные детали.

В зависимости от температурных условий района строительства и уровня комфорта остекление устраивается одинарным, двойным или тройным. Следует оберегать столярные изделия от повреждения при термической обработке, транспортировке и монтаже блоков или фасадных панелей.

3.13. Внутренняя отделка объемных блоков заключается в подготовке поверхностей под покрытия и в нанесении отделочных покрытий на стены, потолки, полы, столярные изделия и трубопроводы.

Работы по внутренней отделке блоков и их элементов выполняются в заводских условиях – в процессе изготовления изделий, на линиях комплектации и отделки объемных блоков, а также в отделениях подготовки комплектующих материалов и изделий, а также в построечных условиях после монтажа зданий.

Отделочные материалы, применяемые для внутренней отделки объемных блоков, должны обладать атмосферостойкостью, так как они могут подвергаться при транспортировании и монтаже воздействию атмосферных осадков и знакопеременных температур.

3.14. Плиты междуэтажных перекрытий, в том числе перекрытия над техническим подпольем, целесообразно проектировать сплошными (без ребер) из легких бетонов. Это позволяет унифицировать элементы перекрытий над техническим подпольем и типовыми этажами, уменьшить материалоемкость и массу конструкций здания, снизить трудоемкость за счет исключения работ по устройству слоистого пола первого этажа и исключить необходимость укладки второго перекрытия из тяжелого бетона.

Конструкция объемных блоков

3.15. Для перспективного этапа строительства при создании новых и реконструкции действующих заводов ОБД и КПД, ориентируемых на выпуск панельно-блочных зданий, рекомендуется применять конструкции железобетонных объемных блоков типа "колпак" в унифицированном варианте.

3.16. Объемный блок типа "колпак" в унифицированном варианте (рис. 6) представляет собой железобетонную призматическую оболочку, состоящую из "колпака", панели пола и приставной панели наружной стены. "Колпак" является монолитной конструкцией, состоящей из пяти граней (четыре стены и потолок). Вертикальные и горизонтальные зоны сопряжения граней "колпака" имеют контурные усиления. Для улучшения условий бетонирования и уменьшения концентрации напряжений места изменения толщин сечений выполняются с сопряжением по окружности с $R = 50$ мм.

3.17. В каждой стене "колпака" рекомендуется располагать не более одного проема, при этом ширина проема может достигать длины стены за исключением угловых простенков по 0,35 м. Суммарная ширина раскрытия стен проемами в объемных блоках в домах высотой девять этажей не должна превышать 60% периметра стен колпака.

3.18. Толщина стен "колпаков" объемных блоков принимается по расчету, но не менее (по нижнему сечению) 50 мм. Суммарная толщина

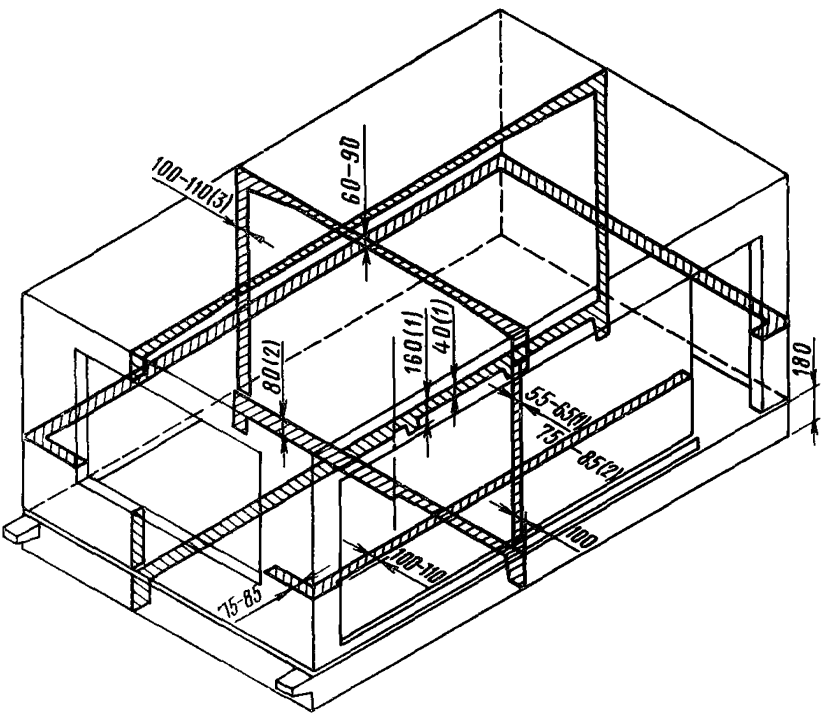


Рис. 6. Конструкция унифицированного объемного блока типа "колпак". Толщина элементов конструкции из тяжелого (*1*). и легкого (*2*) бетона и для стен блока, на которые опирается панельный пролет (*3*)

двух спаренных граней объемных блоков, образующих межквартирное ограждение, должна быть не менее величин, указанных в табл. 2.

Для обеспечения требований звукоизоляции помещений, смежных с объемными блоками, возможно увеличение толщины соответствующих стен блоков или установка дополнительных стеновых панелей.

3.19. Внутренние поверхности стен объемных блоков могут иметь технологические уклоны с утолщением стены по высоте не более 10 мм.

3.20. Потолок объемного блока, как правило, делают плоским. Для повышения жесткости и трещиностойкости он может иметь переменное сечение с утолщением к опорным зонам. Толщина его определяется расчетом из условия прочности, жесткости и трещиностойкости, но должна приниматься в среднем сечении не менее 45 мм. У опор толщина плиты при вспарушенном варианте должна быть не менее 90 мм. Суммарная толщина панелей пола и потолка определяется из табл. 2. Для возможности свободного стока осадков в период транспортирования и монтажа, а при отсутствии крытых складов и во время складирования рекомендуется верхнюю поверхность потолка устраивать двускатной с коньком по середине, параллельным длинным стенам. Высота подъема конька 15–20 мм.

3.21. Панель пола объемного блока выполняется с ребрами по контуру и гладкой плитой (как правило, при использовании легкого бетона) либо с плитой, имеющей промежуточные ребра в одном (поперечном) или двух направлениях. В последнем случае высота промежуточных ребер принимается на 20 мм меньшей, чем высота контурных ребер. Ширина контурных ребер должна быть больше толщины стен "колпака" в нижнем сечении на 30–50 мм. Высота контурных ребер принимается по расчету, но не должна быть не менее 160 мм. Толщина плиты между ребрами тоже принимается по расчету, но не менее 50 мм.

Для повышения звукоизоляции рекомендуется устройство "подрезки" по контуру глубиной 30 мм.

3.22. Для обеспечения необходимой разницы в отметках полов санузлов и остальных помещений квартиры отметка панели пола в санузле должна быть меньше на 20 мм, чем в проходном шлюзе и кухне. Возможен вариант выполнения панели пола в сантехническом блоке из двух элементов разных толщин. Необходимо предусматривать формирование плиты пола для санузла с готовым покрытием из керамической плитки, а для остальных помещений в блоках – с поверхностью, полностью подготовленной для настилки чистого пола.

3.23. Внутренние перегородки между помещениями, входящими в состав объемного блока, рекомендуется выполнять монолитно связанными со стенами и потолком "колпака". Сопряжение монолитных перегородок со стенами и потолком – по дуге окружности с радиусом 10 – 20 мм.

3.24. Панели пола присоединяются к "колпаку" через растворный шов марки 100 с одновременной сваркой закладных деталей.

3.25. Конструкция объемного блока должна предусматривать возможность его подъема и монтажа как за петли, так и при помощи специальных захватов за панель пола или горизонтальные вуты в верхней части колпака.

3.26. Заводская готовность объемного блока должна предусматривать полную сборку, в том числе установку наружной стеновой панели с остекленным оконным блоком, всех перегородок и внутренних дверей, электропроводку с установочной арматурой, санитарно-технические разводки, а также подготовку под чистые полы и окончательную отделку стен и потолков.

3.27. Санитарно-технический блок представляет собой "колпак" с

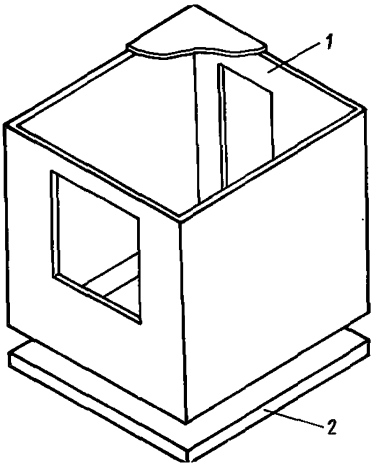


Рис. 7. Конструкция объемного блока кухни (наружная утепляющая панель условно не показана)
1 – колпак; *2* – плита пола

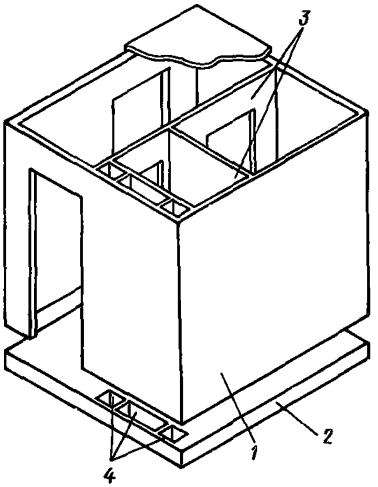


Рис. 8. Конструкция объемного санитарно-технического блока
1 – колпак; *2* – плита пола; *3* – перегородки; *4* – вентканалы

внутренними перегородками и плитой пола (рис. 7); объемный блок кухни или спальни – "колпак" с плитой пола и наружной стеновой панелью (рис. 8).

3.28. Толщина стен и перекрытий объемных блоков должна обеспечивать прочность, жесткость, трещиностойкость и отсутствие зыбкости с требованиями СНиП 2.03.01–84, а также удовлетворять требованиям огнестойкости, теплозащиты и звукоизоляции в соответствии с требованиями СНиП П-Л.1-71*.

3.29. В 9-этажных панельно-блочных зданиях несущие стены объемных блоков, на которые опираются панельные перекрытия, в том случае, когда они являются внутриквартирными ограждениями, следует выполнять толщиной не менее 120 мм, а межквартирные – толщиной не менее 160 мм.

3.30. Привязка и размеры оконных и дверных проемов в стенах блоков толщиной 120 – 160 мм не ограничиваются. При меньшей толщине необходимо устройство угловых импостов шириной не менее: для больших блоков (размером на комнату) – 350 мм; малых – 150 мм.

Армирование объемных блоков

3.31. Армирование "колпаков" и панелей пола объемных блоков осуществляется пространственными арматурными каркасами, собираемыми на специальных кондукторах, соответствующих определенному типоразмеру изделия.

3.32. Пространственный каркас "колпака" (рис. 9) состоит из системы гнутых арматурных сеток и каркасов, соединенных между собой контактной сваркой. Применение вязальной проволоки для связи каркасов и сеток не рекомендуется.

3.33. Составными элементами пространственного арматурного каркаса "колпака" являются:

плоская сварная сетка из проволоки диаметром 3 – 4 мм класса Вр-I для армирования нижней зоны потолка с отогнутыми в стены свесами

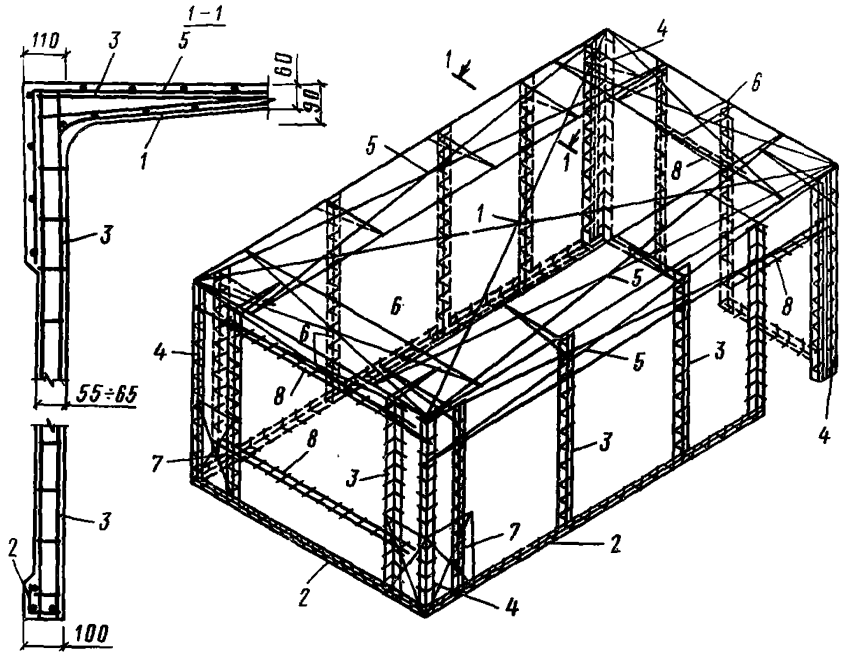


Рис. 9. Пространственный арматурный каркас колпака объемного блока *1* – сетка армирования нижней зоны потолка; *2* – гнутые каркасы армирования нижней зоны стен колпака; *3* – гнутые каркасы армирования стен; *4* – каркасы армирования угловых зон сопряжения стен; *5* – гнутые сетки армирования верхних опорных зон потолка и перемычек по продольным стенам; *6* – то же, по торцевым стенам; *7* – гнутые сетки армирования нижних угловых зон сопряжения стен; *8* – плоские каркасы армирования перемычек.

для обеспечения анкеровки и армирования верхней зоны стен и перемычек проемов с внутренней стороны;

гнутые каркасы армирования нижних опорных зон стен по периметру колпака с тремя продольными стержнями диаметром 6 мм;

гнутые Г-образные в сечении и плане вертикальные сварные каркасы с тремя продольными стержнями диаметром 6 мм для армирования стен и зон сопряжения стен с потолком;

вертикальные треугольные в сечении сварные каркасы для армирования угловых зон с тремя продольными стержнями диаметром 10 – 14 мм класса А-II в зависимости от уровня нагрузки на объемный блок;

гнутые сварные сетки из проволоки диаметром 3 – 4 мм класса Вр-I для армирования нижних зон сопряжений стен между собой;

гнутые сварные сетки из проволоки диаметром 3 мм класса Вр-I для армирования верхних опорных зон потолка, верхних зон стен и перемычек проемов с наружной стороны;

плоские сварные каркасы с двумя продольными стержнями диаметром 6 – 8 мм класса А-III для армирования перемычек оконного и дверных проемов. Эти каркасы должны заходить за грани проемов на

150 – 200 мм для обеспечения анкеровки и арматуры и локализации трещин в углах проемов.

3.34. Вертикальные каркасы армирования стен устанавливаются через 800 – 1500 мм в зависимости от уровня нагрузки на объемный блок, а также около проемов и на расстоянии 300 – 500 мм от внешних углов.

Вертикальная установка каркасов улучшает условия бетонирования и качество конструкции, а также обеспечивает расположение арматуры в рабочих зонах при изгибе стен из плоскости.

К верхней части вертикальных каркасов рекомендуется приваривать консольный стержень диаметром 6 мм с подпоркой кронштейна для фиксации верхней и нижней сеток опорной зоны плиты потолка.

3.35. Плоские заготовки (сетки) для каркасов должны изготавливаться на специализированных полуавтоматических машинах для контактной точечной сварки плоских арматурных изделий типа МТМ-09 или МТМ-33.

3.36. При отсутствии специализированных полуавтоматических сварочных машин для изготовления плоских заготовок (сеток) каркасов возможно применение для армирования стен колпаков отдельных плоских сеток и угловых каркасов. Однако сеточное армирование стен приводит к большому расходу стали, по сравнению с каркасным на 1 – 1,5 кг/м^2 площади объемного блока.

3.37. При опирании перекрытий панельных пролетов на консоли "колпака" объемного блока эти консоли должны армироваться специальными каркасами с поперечными стержнями диаметром 5 – 6 мм с шагом не более 200 мм и продольными распределительными стержнями диаметром 5мм. Поперечные рабочие стержни консолей должны быть заанкерены в плите потолка не менее, чем на 200 мм.

3.38. Пространственный арматурный каркас панели пола состоит из системы плоских каркасов и сетки, соединенных контактной сваркой.

3.39. Составными элементами пространственного каркаса панели пола являются:

плоские сварные каркасы контурных ребер из арматуры диаметром 8 – 10 мм класса А-III;

плоские сварные каркасы поперечных ребер из арматуры диаметром 8 – 12 мм класса А-III;

плоская сварная сетка из проволоки диаметром 4 мм класса Вр-I с ячейкой 150х150 мм.

3.40. Все закладные детали "колпака" и панели пола должны быть приварены к соответствующему пространственному арматурному каркасу.

3.41. Сварная арматура и стальные закладные детали объемных блоков должны удовлетворять требованиям ГОСТ 10922 – 75, а сварные сетки – ГОСТ 8478–81.

3.42. Петли и подъемные приспособления должны быть рассчитаны из условия передачи нагрузки от массы блока на две точки (при небалансирных траверсах) и изготавливаться из горячекатаной гладкой стали диаметром 20 – 25 мм (по расчету) класса А-I по ГОСТ 5781 – 82 с изм.марки ВСт3сп2.

3.43. К пространственному каркасу "колпака" должны быть привязаны трубки замоноличиваемой электропроводки с соединительными коробками для электроарматуры. В стенах рекомендуется вертикальное расположение замоноличиваемых трубок, а на потолке – перпендикулярно длинной стороне объемного блока.

Трубки с проводами должны быть привязаны к пространственному каркасу "колпака" неметаллической вязкой (изоляционной лентой, шпагатом).

3.44. В панельных частях панельно-блочных зданий разрезка и конструкция наружных стен принимаются в зависимости от особенностей конструктивно-планировочной схемы панельной части здания, его этажности, а также местных условий, аналогично выбору оптимальной конструкции наружных стен крупнопанельных зданий соответствующего назначения.

3.45. В блочных частях панельно-блочных зданий рекомендуется принимать разрезку наружных стен на панели по принципу "шаг – этаж".

При выборе конструкции наружной панели объемных блоков рекомендуется разграничивать несущие и ограждающие функции наружных стен (рис. 10). Несущие функции выполняют участки наружной стены колпака. Ограждающие функции – навешиваемые на колпак однослойной панели из теплоизоляционного бетона, либо двуслойные панели с наружным слоем из конструктивного бетона и внутренним – из эффективного утеплителя. В последнем случае соединение несущей стены "колпака" и наружным слоем рекомендуется осуществлять на гибких связях и лишь в тех случаях, когда это вызвано действующей технологией, допускается осуществлять это соединение с помощью жестких перемычек из конструкционного бетона толщиной не более 40 – 50 мм.

3.46. При конструкции панели с предварительно изготовленным наружным железобетонным слоем (скорлупой) слой плитного утеплителя должен быть наклеен на стену колпака или скорлупу.

3.47. При выборе типа конструкции наружных стеновых панелей объемных блоков следует учитывать в комплексе следующие климатические воздействия: температуру и влажность наружного воздуха, скорость ветра, интенсивность осадков и солнечной радиации.

3.48. В районах с интенсивными косыми дождями возможно применение панелей с наружным слоем из листовых материалов, устанавливаемых на относе (стена с экраном).

3.49. Из возможных вариантов конструкций стеновых панелей наружных стен принимается вариант, соответствующий минимуму приведенных затрат. В тех случаях, когда экономический расчет не дает преимуществ сравниваемым вариантам, предпочтение следует отдавать той конструкции, которая обеспечивает больший комфорт для проживания людей, более высокую надежность эксплуатационных характеристик, меньшую суммар-

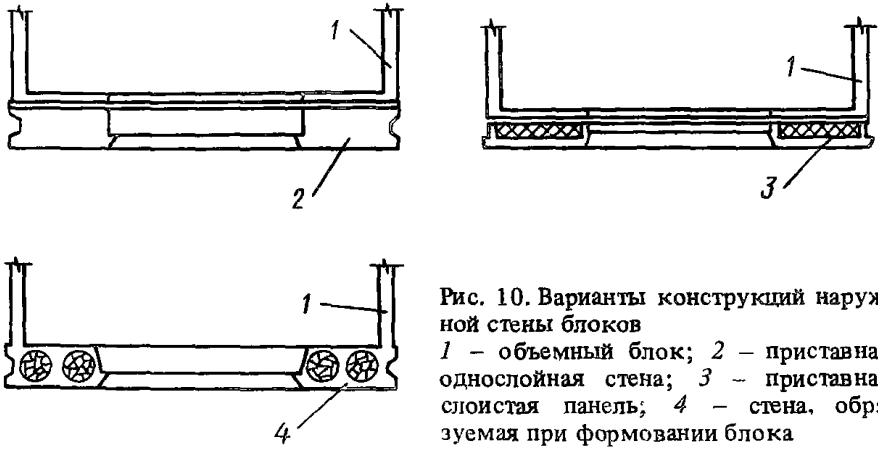


Рис. 10. Варианты конструкций наружной стены блоков
1 – объемный блок; *2* – приставная однослойная стена; *3* – приставная слоистая панель; *4* – стена, образуемая при формовании блока

ную трудоемкость изготовления и монтажа, а также более широкое применение местных материалов.

3.50. Навешиваемая наружная утепляющая часть в виде однослойной панели может выполняться из следующих материалов:

легких бетонов на пористых заполнителях: керамзите (ГОСТ 9759 – 83), перлите (ГОСТ 10832 – 83), шлаковой пемзе (ГОСТ 9760 – 75), вермикулите (ГОСТ 12865 – 67) и других с объемной массой 800 – 1200 кг/м^3, марки по прочности на сжатие не ниже 50;

ячеистых бетонов автоклавного твердения с объемной массой 600 – 1000 кг/м^3, марки по прочности на сжатие не ниже 35;

3.51. Наружный железобетонный слой наружной утепляющей части панели слоистой конструкции должен выполняться из тяжелого бетона марок по прочности на сжатие 150–300 или легкого бетона на пористых заполнителях марки по прочности на сжатие не ниже 100 с объемной массой не более 1900 кг/м^3.

3.52. Утеплитель слоистых панелей должен выполняться из следующих материалов:

блоков и плит из пенополистирольного пенопласта марок ПС-БС, ПС-Б по ГОСТ 15588 – 70 с изм.;

матов и плит из стеклянной и минеральной ваты на синтетической связке по ГОСТ 10499 – 78, ГОСТ 9573 – 82;

плит из минеральной ваты на битумной связке по ГОСТ 10140 – 80;

плит из фибролита на портландцементе по ГОСТ 8928 – 81;

блоков и плит из ячеистого бетона по ГОСТ 5742 – 76.

Для слоистых железобетонных панелей возможно применение заливочных композиций слоя утеплителя из вспучивающихся в конструкции фенольно-резольных и мочевино-формальдегидных пластмасс.

3.53. Наружные экраны слоистых панелей могут выполняться из следующих листовых материалов:

асбестоцементных листов толщиной 8 – 10 мм по ГОСТ 8423 – 75;

листов из алюминиевых сплавов с анодированной поверхностью.

Каркас панелей с наружным экраном из листовых материалов может выполняться из алюминиевых прессованных профилей по ГОСТ 8617 – 81. с изм. антисептированной древесины или асбестоцементных профилей.

3.54. Конструкции слоистых железобетонных панелей следует применять с учетом требований ГОСТ 11024 – 84.

3.55. Конструкции слоистых панелей с применением асбестоцементных листов следует применять с учетом требований ГОСТ 18128 – 82.

3.56. Конструкции наружных стеновых панелей и их стыков должны обеспечивать в процессе эксплуатации нормальный тепловлажностный режим в помещениях. Сопряжения оконных коробок с панелью должны быть герметичными.

Узлы, стыки, связи зданий с применением объемных блоков

3.57. Стыки разделяются по месту расположения в здании на горизонтальные и вертикальные, каждые их которых, в свою очередь, подразделяются на наружные и внутренние. По типу сопрягаемых элементов они разделяются на стыки:

блоков с блоками;

объемных блоков с панелями (стен и перекрытий);

панелей с панелями.

3.58. При проектировании стыков необходимо учитывать следующие требования:

эксплуатационные –

обеспечение нормативной теплоизоляции;

обеспечение гидроизоляции от атмосферных осадков;

обеспечение воздухонепроницаемости;

обеспечение требуемой звукоизоляции;

обеспечение проектной долговечности;

отсутствие элементов, ухудшающих интерьер помещений;

конструктивные –

обеспечение работы стыка в соответствии с принятой расчетной схемой здания;

обеспечение равнопрочности соединяемых в стыке участков сборных элементов на расчетные силовые воздействия;

обеспечение необходимой пространственной жесткости и устойчивости здания на всех этапах монтажа и при эксплуатации с учетом возможных аварий воздействий;

производственные –

обеспечение возможности механизации работ по их устройству, в том числе и при отрицательных температурах;

сохранение технологии и приемов формования крупнопанельных и объемных элементов.

3.59. При любых расчетных деформациях здания эксплуатационные качества стыков должны соответствовать требованиям нормативов.

3.60. При проектировании панельно-блочных жилых домов с использованием серийных крупнопанельных конструкций стыки панельных конструкций, в том числе и наружных стен, должны осуществляться по проектам принятой крупнопанельной серии. Допускается внесение изменений, направленных на улучшение конструкций стыков и применение более эффективных герметизирующих и теплоизоляционных материалов.

3.61. Передача вертикальных нагрузок от вышележащего блока на нижерасположенный должна осуществляться через контурные ребра панели пола по контуру блоков. При необходимости повышения несущей способности стыков такого типа в горизонтальных швах рекомендуется укладывать металлические тканые сетки.

3.62. Горизонтальные стыки между объемными блоками выполняются на растворе с проектной маркой не ниже М100. Не рекомендуется устройство растворных швов над перемычками проемов. На этих участках вместо раствора укладываются упругие прокладки из минеральной ваты или пенопласта, исключающие передачу нагрузок на перемычки.

3.63. Опирание панелей перекрытий на блок рекомендуется осуществлять через " пальцы" панелей (рис. 11,*а*) или при помощи устройства консоли на уровне потолка блока (рис. 11,*б,в*). Передача в плоскости стены от верхнего этажа к нижнему через опорные участки перекрытий панельного пролета нежелательна.

3.64. Принятый тип стыка панели перекрытия с блоком и конструкция пола должны обеспечивать необходимое соотношение отметок чистого пола в помещениях, расположенных в объемном блоке и в панельной части здания.

3.65. Соединение панелей перекрытия с объемными блоками, а также элементов панельной части между собой осуществляется сваркой закладных деталей.

3.66. Крепление наружных стеновых панелей панельной части к объемным блокам осуществляется сваркой закладных деталей с опиранием на консоль панели пола.

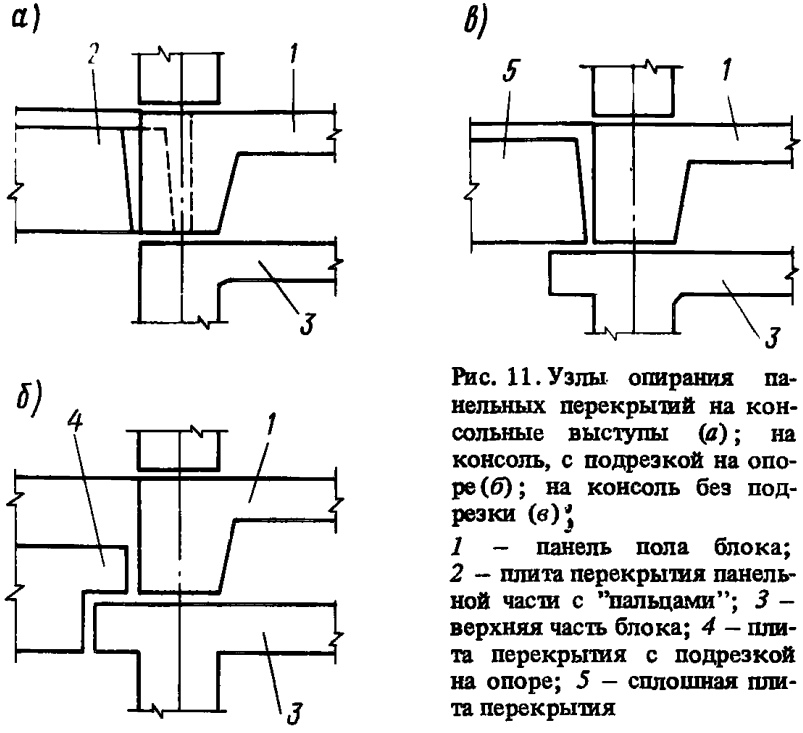


Рис. 11. Узлы опирания панельных перекрытий на консольные выступы (*а*); на консоль, с подрезкой на опоре (*б*); на консоль без подрезки (*в*);
1 – панель пола блока; *2* – плита перекрытия панельной части с "пальцами"; *3* – верхняя часть блока; *4* – плита перекрытия с подрезкой на опоре; *5* – сплошная плита перекрытия

3.67. Заполнение горизонтальных стыков навесных стеновых панелей осуществляется упругими и герметизирующими прокладками (рис. 12).

3.68. Для обеспечения эксплуатационных качеств домов по звукоизоляции и предотвращения распространения звука в межблочном пространстве горизонтальные и вертикальные внутренние швы по контуру смежных объемных блоков (рис. 12,*в*,*е*), а также между блоками и примыкающими панелями внутренних стен следует заполнять раствором или упругими прокладками. Ограничивать заполняемое раствором пространство можно с помощью раскладок из полос рубероида, твердой резины и т.п.

3.69. Пространство по контуру проемов между смежными объемными блоками, а также между объемными блоками и смежными внутренними панелями необходимо заделывать минеральной ватой, смоченной в гипсовом растворе либо специальными профильными раскладками со звукоизоляционной прослойкой, либо вспенивающимся пенопластом типа ФРП.

3.70 Смежные объемные блоки, а также смежные объемные блоки и стеновые панели должны иметь между собой связи в виде металлических планок, привариваемых к закладным деталям блоков и стен. Связей, соединяющих два смежных блока и блок с панелью, должно быть не менее двух. Сечение связей принимается из расчета здания (рис. 13).

3.71. Вертикальные стыки наружных стен панельной части зданний выполняются аналогично стыкам панельного здания. Конструкция вертикального стыка между смежными объемными блоками и между блоками и панельной частью должны быть унифицированы со стыками панельного здания, принятого за основу.

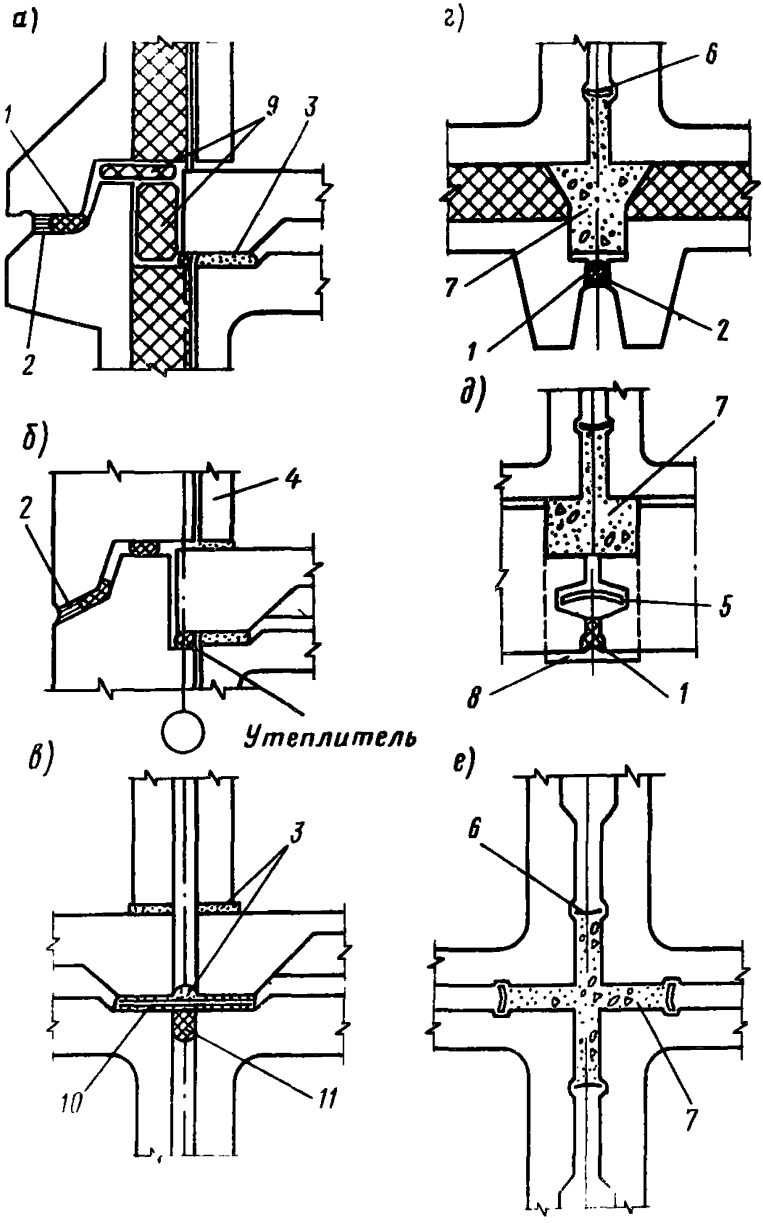


Рис. 12. Стыки между блоками.
Горизонтальные наружные (*а,б*) и внутренние (*в*), вертикальные наружные (*г,д*) и внутренние (*е*)

1 – гернит; *2* – защитное покрытие и герметизирующая мастика; *3* – цементный раствор; *4* – объемный блок; *5* – водоотбойная лента; *6* – ограничительная полоса; *7* – теплоизоляционный бетон; *8* – водоотводящий фартук; *9* – утепляющие вкладыши наружной стены; *10* – тканая арматурная сетка; *11* – теплозвукоизоляционная прокладка

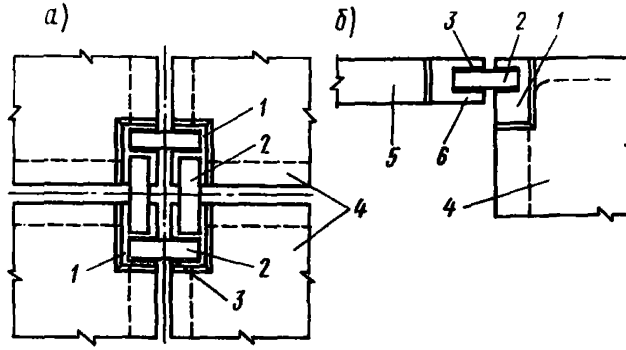


Рис. 13. Узлы горизонтальных связей конструктивных элементов объемных блоков (*а*), объемного блока и внутренней стеновой панели (*б*)
1 – пластина закладной детали объемного блока; *2* – накладная деталь связи; *3* – сварные швы электродуговой сварки; *4* – объемный элемент; *5* – панель внутренней несущей стены; *6* – пластина закладной детали панели внутренней стены

Лестнично-лифтовые узлы

3.72. Лифтовые помещения зданий с применением объемных блоков рекомендуется выполнять в виде цельноформованных железобетонных пространственных элементов, включающих в себя конструкцию лифтовой шахты и холл (рис. 14). Толщина стен лифтовых шахт должна приниматься не менее 80 мм, толщина стен лифтового блока – в соответствии с п. 3.18.

3.73. В зданиях с применением объемных блоков лестничные клетки должны монтироваться, как правило, из пространственных блок-лестниц. Блок-лестницы могут быть:

сборными из отдельных элементов (рис. 15,*а*) с различными вариантами объединения стен, площадок и маршей;

сборными из двух полублоков (рис. 15,*б*);

цельноформованными (рис. 15,*в*).

К первому типу относятся сборные блок-лестницы, состоящие из четырехстенных блоков с вмонтированными в них двумя лестничными

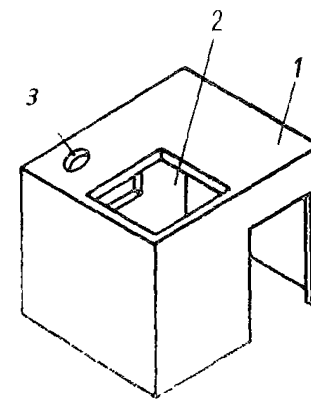


Рис. 14. Пространственный элемент лифтового холла с мусопроводом
1 – пространственный элемент; *2* – проем для шахты лифта; *3* – отверстие для мусоропровода

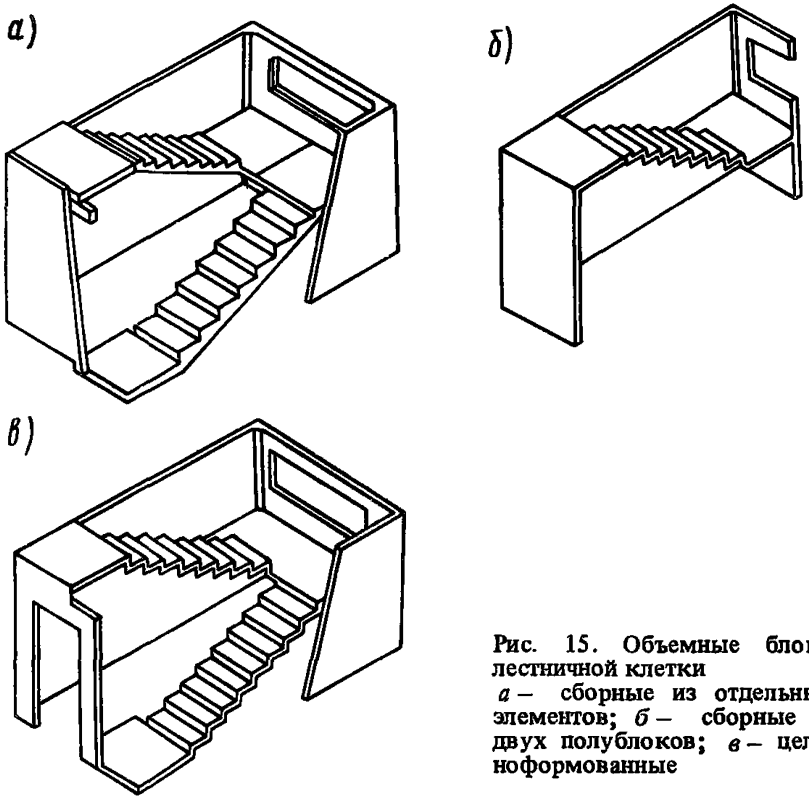


Рис. 15. Объемные блоки лестничной клетки
а – сборные из отдельных элементов; *б* – сборные из двух полублоков; *в* – цельноформованные

площадками или полуплощадками, двумя лестничными маршами и опорными элементами; маршами, объединенными с полуплощадками и опорными элементами или другими вариантами сочетаний этих элементов.

Второй тип – сборные блок-лестницы, соединяемые на заводе или стройке из двух полублоков в один объемный блок. Каждый полублок состоит из продольной стены и двух торцевых полустен, монолитно связанных с одним лестничным маршем и двумя полуплощадками.

К третьему типу относится цельноформованная блок-лестница, состоящая из четырехстенного блока, монолитно связанного с двумя лестничными маршами, двумя полуплощадками (верхней и нижней) и одной площадкой (междуэтажной). У цельноформованной блок-лестницы все элементы лестничной клетки монолитно связаны между собой. Эта конструкция является наиболее индустриальной и экономичной по расходу материалов, однако она требует монтажных механизмов грузоподъемностью более 100 кН (10 тс).

3.74. Лестничный пространственный элемент со средней несущей стеной (рис. 16) может применяться в зданиях, где грузоподъемность монтажных механизмов не более 80 кН (8тс).

3.75. В 5 – 9-этажных зданиях с применением объемных блоков толщину стен блок-лестниц следует принимать не менее 50 мм в минимальном сечении.

3.76. Армирование цельноформованных блок-лестниц следует принимать в соответствии с расчетом. Арматурные элементы стен, ступеней и площадок для обеспечения совместности их работы должны быть объединены

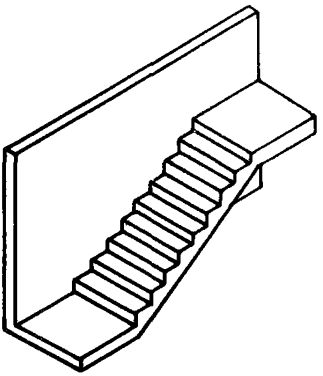


Рис. 16. Пространственный элемент лестничной клетки типа "бабочка"

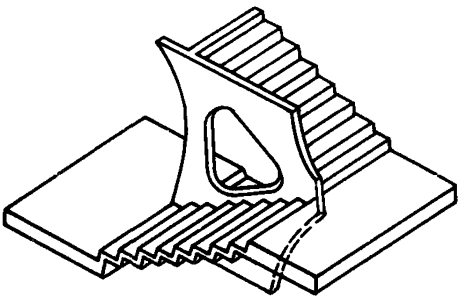


Рис. 17. Пространственный элемент лестничной клетки

в пространственный арматурный каркас, арматурные стержни ступеней и площадок должны крепиться к сеткам стен и оттибаться в них на величину не менее 150 мм.

3.77. При применении цельноформованных блок-лестниц на верхнем этаже лестничной клетки устанавливается пространственный блок–"колпак" без панели пола.

3.78. При проектировании панельно-блочных домов с использованием серийных крупнопанельных изделий возможно применение типовых элементов лестниц соответствующих серий крупнопанельных домов.

3.79. Укрупнение элементов лестничной клетки панельно-блочных зданий рекомендуется осуществлять также путем применения пространственных элементов, представляющих собой панель поперечной стены, выполненную совместно с консольными маршем и полуплощадкой (рис. 17).

3.80. Лифтовые узлы панельно-блочных зданий следует выполнять с использованием панельных изделий и пространственных тюбингов лифтовых шахт.

Лоджии, балконы, эркеры

3.81. Лоджии, эркеры и балконы, расположенные в панельной части здания, с применением объемных блоков следует стремиться выполнять в виде пространственных элементов (рис. 18). В блочной части здания их следует конструировать в виде единого монтажного элемента с блоком.

3.82. Лоджии в панельно-блочных зданиях следует выполнять одно- или двухмодульными, трех-четырехплоскостными, включая наружную стеновую панель, элемент перекрытия и одну-две боковые утепленные или холодные стенки в зависимости от планировки. При этом бетон для перекрытия лоджии должен иметь марку не менее Мрз100.

3.83. Пространственные элементы эркеров могут изготавливаться монолитными или комплектоваться из отдельных панелей.

3.84. Пространственные элементы балконов могут включать панель наружной стены, плиту перекрытия балкона и ограждение.

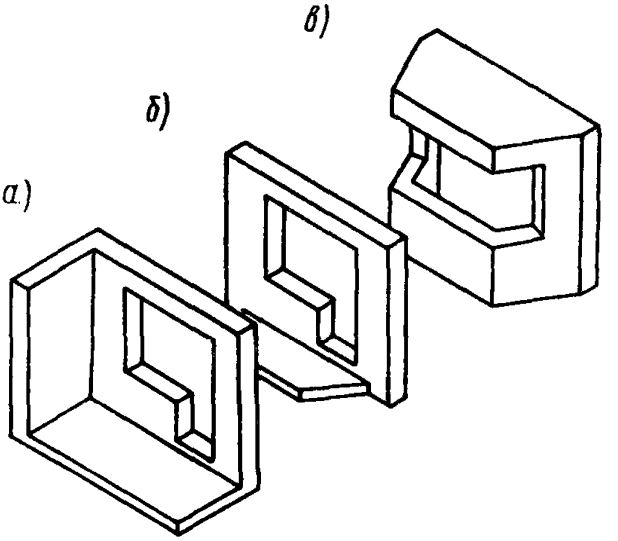


Рис. 18. Пространственные элементы наружных ограждений
а – лоджия; *б* – стенка с балконом; *в* – эркер

В случае невозможности выполнения лоджий, эркеров и балконов в виде пространственных элементов их следует изготавливать в виде плоских изделий.

Прочие элементы зданий

3.85. Фундаменты зданий с применением объемных блоков следует проектировать из сборных элементов заводского изготовления (рис. 19). Подготовка оснований и конструкций фундаментов зданий должны обеспечивать минимальную неравномерную осадку, для чего необходимо выполнение следующих условий:

возводить здания предпочтительно на однородных малосжимаемых грунтах или применять сваи, прорезающие толщу слабых грунтов и опирающиеся на малосжимаемые грунты;

в случае невозможности выполнения первого условия применять усиленную конструкцию фундаментов, не допускающую возникновения неравномерных осадок;

располагать смежные стены двух соседних блоков на одном фундаменте.

Для зданий высотой до девяти этажей могут использоваться безростверковые свайные фундаменты.

Ленточные фундаменты из сборных бетонных блоков целесообразно применять при проектировании зданий, возводимых на малоизменяемых по сжимаемости основаниях с нормативным давлением 0,25 МПа (2,5 кгс/см^2) и более.

Конструкции подземной части здания, непосредственно передающие нагрузки на грунт, должны выполняться из тяжелого бетона марки не менее 150 по прочности на сжатие. Панели цоколя и сборные элементы ростверков – из тяжелого или легкого бетона марки не менее 200.

3.86. Конструкции нулевого цикла могут быть выполнены в виде объемных блоков, масса которых в зависимости от грузоподъемности монтажных кранов, применяемых для устройства нулевого цикла, может быть увеличена по сравнению с конструкциями надземной части здания.

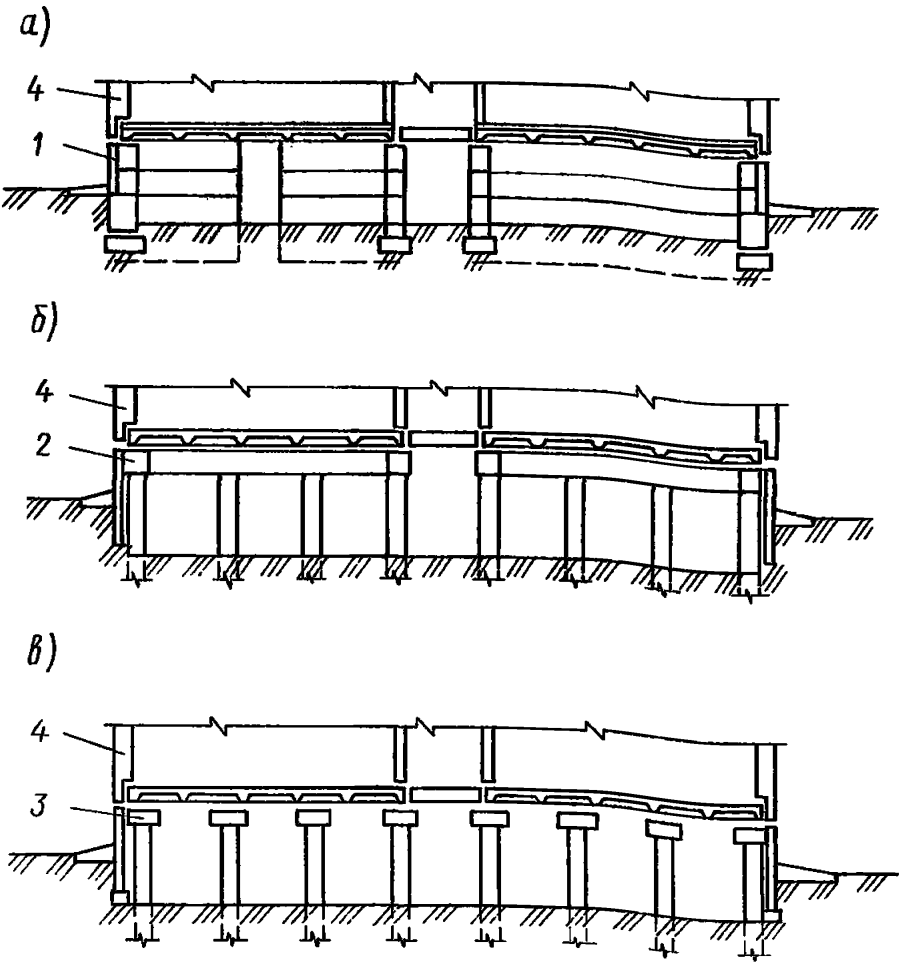


Рис. 19. Фундаменты из сборных элементов заводского изготовления *а* – ленточные; *б* – свайные с ростверком; *в* – свайные безростверковые *1* – цокольные элементы; *2* – ростверк; *3* – подушки; *4* – объемные блоки

Такой блок (пространственный элемент) может включать перекрытие и стены (рис. 20).

3.87. При выполнении подземной части отсека здания с использованием типовых цокольных элементов или объемных блоков нулевого цикла допускаются следующие отклонения от размеров, предусмотренных проектом:

расположение металлических деталей анкеровки . . . . . ±5 мм;
разбивка осей стен подвалов . . . . . ±5 мм;
толщина стен . . . . . +10 мм;
уклон стен от вертикали . . . . . ±5 мм;
расположение проемов и их размеры . . . . . ±10 мм;
горизонтальность опорных поверхностей объемных элементов ±5 мм;

3.88. Панели цоколя должны выполняться из тяжелого бетона марки не менее 200 и в соответствии с тепловым режимом подполья панели могут быть "холодными" или "теплыми" слоистой конструкции с утепляющим слоем. Наружный бетонный слой цокольных панелей должен иметь марку не менее Мрз35.

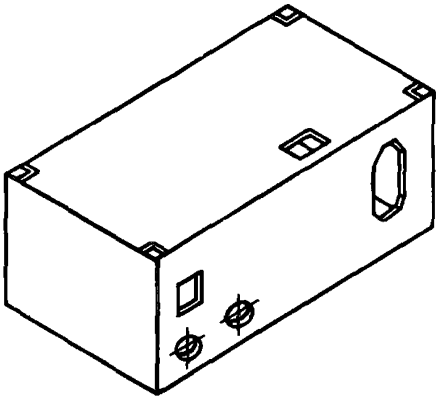


Рис. 20. Пространственный элемент нулевого цикла

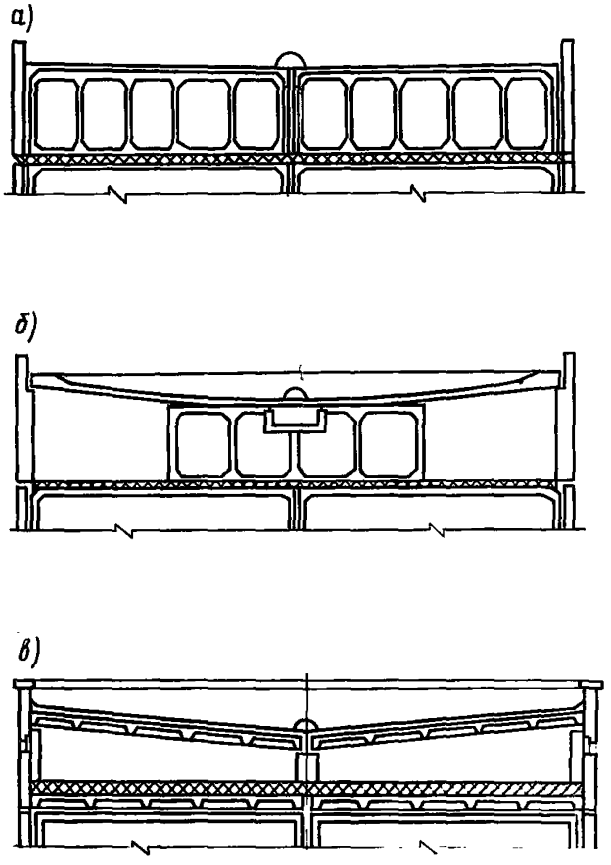


Рис. 21. Крыша здания из сборных элементов высокой заводской готовности
а – из объемных блоков; *б* – из пространственных элементов на ширину корпуса; *в* – из плоских элементов

3.89. Крыши зданий следует проектировать сборными из крупных элементов высокой заводской готовности (рис. 21).

Для экономии тепла и трудозатрат в зданиях высотой пять и более этажей рекомендуется применять безрулонные кровли с теплым чердаком [5].

3.90. В зависимости от этажности, места строительства и архитектуры здания по способу отвода атмосферных вод крыши могут быть односкатными или двускатными с наружным или внутренним водоотводом. В пяти-девятиэтажных зданиях рекомендуется применять крыши с внутренним водоотводом, который может сооружаться как с подключением к ливневой канализации, так и с открытым выпуском на поверхность участка. Водоприемные устройства внутреннего водостока следует располагать так, чтобы обеспечить доступ к ним.

Сборные крыши с малым уклоном целесообразно конструировать с применением объемных блоков (см. рис. 21) или пространственных элементов оболочечного типа.

Кровельный пространственный элемент состоит из монолитно связанных трех стен и потолка и вставляемой на заводском конвейере наружной стеновой парапетной панели.

3.91. Номенклатура индустриальных изделий для устройства крыши должна включать следующие типы монтажных элементов: кровельные теплые плиты с безрулонным покрытием, фризовые панели, панели-подставки под плиты и водосборные лотки. Перечисленные элементы могут быть также выполнены пространственными, в зависимости от технологических возможностей.

3.92. Элементы входов следует выполнять в виде пространственных конструкций с максимально высокой степенью заводской готовности.

Принципы изготовления объемных блоков и пространственных элементов

3.93. Объемные блоки и пространственные элементы являются наиболее сложными в технологическом отношении изделиями полносборного домостроения, что обусловлено:

значительными размерами (до 3,6х6; 6х2,8м) и большой массой (до 25 т);

пространственным характером сочетания граней, вследствие чего необходимо в едином цикле формовать горизонтальные и вертикальные части изделия;

разным функциональным назначением и конструктивным исполнением отдельных элементов изделия (ребристые или гладкие стены, многослойные наружные стены, многопустотные вентиляционные блоки, перегородки разной толщины и очертаний и т.д.);

разнородностью применяемых материалов (легкие и тяжелые бетоны, растворы);

малой толщиной граней формуемых изделий при относительно высокой насыщенности арматурой.

В связи с этим в практике полносборного домостроения нашли применение разные схемы организации линий по изготовлению объемных блоков и пространственных элементов, способы укладки и уплотнения бетонной смеси, режимы тепловой обработки, конструктивные решения формовочного оборудования и т.п.

3.94. При изготовлении многотиражных изделий (большие и малые объемные блоки, пространственные элементы лоджий) или большой мощ-

ности предприятия целесообразно применять конвейерную схему организации формовочной линии со специализацией работ по постам: подготовительные работы, формование с предварительной тепловой обработкой, частичная распалубка, вторичная тепловая обработка до получения отпускной прочности, окончательная распалубка с передачей изделий на сборку или отделку.

3.95. При изготовлении малотиражных изделий или малой мощности предприятия может оказаться целесообразным использование стендовой схемы организации (производство до 8 – 10 изделий в сутки). Стендовая схема может оказаться необходимой также при изготовлении большеразмерных сложных изделий (монолитные лестничные блоки). При значительном суточном выпуске таких изделий стендовая технология становится неэффективной и следует переходить на выпуск более простых в технологическом отношении деталей.

3.96. Сборка арматурных каркасов объемных блоков и пространственных элементов должна, как правило, осуществляться в арматурных цехах домостроительных предприятий на специальных кондукторах, оборудованных необходимым сварочным, резательным и другим оборудованием. Доставку готовых пространственных армокаркасов к местам потребления следует выполнять по кратчайшему пути, в связи с чем формовочные пролеты целесообразно размещать по соседству с арматурным.

3.97. В случае невозможности изготовления пространственных армокаркасов в арматурном цехе возможно размещение сборочных кондукторов на специализированных участках формовочных цехов. При этом необходимо предусматривать защиту обслуживающего персонала от световых вспышек и удаление сварочных газов. На специализированном участке должны быть организованы промежуточные склады плоских армокаркасов, закладных деталей и заготовок.

3.98. При формовании объемных блоков рекомендуется использовать кассетный способ укладки и уплотнения бетонной смеси в сочетании с виброударом [6] или использованием суперпластификаторов [7]. Кассетный способ в сочетании с виброударом более целесообразен для получения изделий с бетоном марки М 250 и более, а также при кратких режимах пропаривания на первой стадии (2–4 ч)

3.99. В случае производства ограниченной номенклатуры гладкостенных, не имеющих перегородок объемных блоков, к которым предъявляются повышенные требования по прочности бетона (М 300 и более) и его однородности может быть применен способ подвижных сердечников [8].

3.100. Объемные блоки и пространственные элементы целесоообразно подвергать двустадийным режимам тепловой обработки. При этом первую стадию прогрева осуществляют в формовочной установке до получения промежуточной прочности достаточной для частичной распалубки, а вторую – в пропарочной камере, куда изделие перемещают вместе с внутренней опалубкой (сердечником). При одностадийном прогреве (стендовая схема) режим прогрева назначают для достижения отпускной прочности при распалубке.

3.101. Длительность прогрева изделия на первой и второй стадиях в зависимости от принятой технологии может меняться. Ориентировочно можно рекомендовать продолжительность тепловой обработки на I стадии 2 – 4 ч при температуре изотермического прогрева 85 – 95°С, а на II стадии – в течение 6 – 9 ч при температуре 75 – 85°С.

3.102. На I стадии предпочтителен контактный прогрев через внутреннюю опалубку (сердечник), поскольку в этом случае обогреву

подвергаются все части изделия. Наружная опалубка (щиты) выполняется с теплоизоляцией. В отдельных случаях при значительной толщине прогреваемого сечения возможен двусторонний прогрев: через сердечник и наружные щиты.

В качестве энергоносителя при контактном прогреве в формовочной установке может использоваться пар и электрический ток. При использовании электрического тока необходимо избегать местного перегрева бетона около электронагревателей, в связи с чем более целесообразны низкотемпературные нагреватели (до 400°С).

3.103. На II стадии тепловую обработку изделия выполняют, как правило, глухим паром или электронагревом внутреннего объема камеры. В случае использования туннельных камер во избежание потерь тепла при загрузке и одновременной выгрузке изделий следует применять быстродействующие механизмы открывания и закрывания дверей и перемещения изделий. Для устранения значительного разброса температуры по высоте камеры необходимо правильное размещение нагревателей и применение вентиляторов.

3.104. Формовочные установки для изготовления объемных блоков и пространственных элементов должны быть в достаточной степени универсальны, т.е. обеспечивать изготовление нескольких типоразмеров изделий. Целесообразна, как правило, специализация формовочных установок по ширине изготовляемого объемного блока. Изменение длины блока в этом случае достигается перестановкой одного торцевого щита, а высоты – передвижкой нижней контурной рамки сердечника. Дверные и оконные проемообразователи следует делать съемными. Их крепление в зависимости от конструктивного решения объемного блока и принятой технологии формования может производиться на наружных щитах или сердечнике.

3.105. Сердечники (внутреннюю опалубку) для обеспечения более высокого качества внутренних поверхностей необходимо выполнять жесткими, сварными и специализированными для каждого типоразмера объемного блока. Распалубочные уклоны для выпрессовки сердечника принимают равными 10 – 20 мм на высоту стены. При наличии перегородок внутренняя опалубка может выполняться из нескольких сердечников, закрепляемых на единой раме с возможностью снятия любого из них для ремонта и периодической механизированной чистки рабочих поверхностей, образующих внутренние формовочные полости.

3.106. Во избежание образования трещин в изделиях распалубочное устройство должно обеспечивать равномерное без перекосов извлечение сердечников. При использовании некоторых силовых цилиндров необходима их надежная синхронизация. Более предпочтительны распалубочные устройства с одним силовым цилиндром и опиранием изделия на регулируемые опоры.

3.107. Сборку объемного блока, включающую соединение "колпака" с плитой пола, и навеску панели наружной стены и т.п. можно производить по стендовой и конвейерной схемам. Предпочтительной является стендовая схема, поскольку она позволяет применять стационарные сборочные кондукторы, вспомогательные грузоподъемные механизмы, рационально организовать склады промежуточного хранения комплектующих деталей, более свободно располагать сборочные посты.

При конвейерной схеме сокращается число крановых операций, поскольку сборку выполняют, как правило, на первых постах отделочных конвейеров. Поэтому конвейерную схему обработки целесообразно применять при большой загрузке мостовых кранов.

3.108. Отделку объемных блоков и пространственных элементов для предприятий средней и большой мощности следует выполнять на конвейере. Отделку этих изделий стендовым способом целесообразно осуществлять на небольших домостроительных предприятиях, где суточный выпуск составляет 8 – 12 шт. Стендовая отделка оправдана также для громоздких и сложных пространственных элементов, имеющих невысокую степень заводской готовности.

3.109. Комплектование объемного блока или пространственного элемента инженерным оборудованием рационально осуществлять контейнерным способом, при котором в заготовительных цехах завода заранее в соответствии с комплектовочной ведомостью оснащается сборно-разборный контейнер. Затем электропогрузчик привозит этот контейнер на участок сборки и устанавливает его на плиту пола, находящуюся в сборочном кондукторе. В этом случае сводятся к минимуму трудозатраты на погрузочно-разгрузочные операции и поиск требуемых комплектующих деталей.

Особенности транспортирования блоков и пространственных элементов и монтажа зданий

3.110. Внутризаводская транспортировка объемных блоков с помощью кранов производится балансирными траверсами, которые должны иметь возможность обеспечивать горизонтальное положение блоков.

3.111. Строповку объемных блоков при подъеме следует выполнять при помощи рам-болтов или петель, заанкерных в блоках. Запрещается строповка объемных блоков за другие точки, кроме предусмотренных в проекте. Запрещается также использовать нестандартные приспособления для подъема. Подъемные детали в объемных блоках необходимо защищать от ударов, грязи и коррозии во время складирования и транспортирования.

Для последующего этапа строительства весьма перспективными являются приспособления с захватом блоков за плиту пола.

3.112. Отделанные объемные блоки транспортируются в специальное складское помещение, где должны быть приняты меры для их защиты от атмосферных воздействий. Складирование блоков производится на горизонтальные поверхности, обеспечивающие опирание по контуру. Не допускаются отклонения опорной поверхности от плоскости более чем на ±20 мм. Складировать блоки следует не более чем в два (при наличии достаточной высоты подкранового пространства – в три) яруса так, чтобы была заметна маркировка, а точки захвата были легко доступны.

3.113. Прочность бетона при складировании должна быть не менее 60% проектной марки. Манипуляции блоками при складировании следует производить кранами с низкой скоростью передвижения груза по вертикали во избежание ударов при касании поверхностей опирания.

3.114. Транспортировка блоков на строительную площадку производится специализированным полуприцепом-тяжеловозом ЧМЗАП9399 грузоподъемностью 25 тс. При перевозке объемные блоки должны опираться по контуру. Во избежание раздробления бетона на поверхности опирания блоковоза рекомендуется класть слой жесткой резины.

При транспортировании малых объемных блоков может быть использован полуприцеп-контейнеровоз ЦНКТБ-А441, применяемый для перевозки железнодорожных и автомобильных контейнеров грузоподъемностью 100 кН (10тс).

3.115. При перевозке следует использовать детали крепления, распорки и другие приспособления, которые обеспечивают стабильность положения и формы объемных блоков и пространственных элементов, а также уменьшают динамические нагрузки на отдельные элементы блоков, в том числе на середину плиты потолка.

3.116. Во время транспортирования для защиты от атмосферных воздействий, грязи и повреждения отделки необходимо принимать меры, которые рекомендуются в зависимости от конструкции блоков, региона строительства, условий погоды и т.д.

3.117. Монтаж объемных блоков и пространственных элементов осуществляется с колес без складирования на стройплощадке.

Монтажные работы должны выполнять квалифицированные монтажники на основе технологической карты, в которой должны быть определены очередность монтажных операций, технические условия, требования к качеству монтажа и меры по охране труда, специфичные для данной операции.

3.118. Монтаж надземной части здания начинается только после завершения нулевого цикла и приемки в соответствии с действующими нормативами хотя бы одного деформационного отсека здания и осуществляется по выверенному монтажному горизонту.

3.119. В процессе монтажа специально проверяются горизонтальность и неплоскостность опорных поверхностей, правильность положения анкерных и закладных деталей.

3.120. Перед началом монтажа должны быть проведены подъездные дороги для транспортирования объемных блоков и панельных элементов и ходовые пути для монтажного оборудования. Перед монтажными работами необходима геодезическая разбивка осей здания. Оси маркируются вертикальными линиями на цоколе здания, трассируются карандашом, краской или рейсмусом на обноске и планах каждого этажа. Последовательность монтажа сборных элементов указывается в рабочих чертежах.

3.121. Рекомендуется осуществлять монтаж сборных элементов (объемных блоков, пространственных элементов, панелей и т.д.) по этажу в целом, параллельно с изготовлением соединений, уплотнением, тепло- и влагоизоляцией швов. Только после окончания указанных работ должен начаться монтаж следующего этажа.

3.122. Для монтажа используются краны соответствующей грузоподъемности, имеющие низкие посадочные скорости во избежание ударов при установке сборных элементов.

3.123. Монтаж объемных блоков и пространственных элементов проводится с помощью балансирных траверс, уравнивающих нагрузки на подъемные приспособления блоков, не допускающих уклона во время подъема и установки блоков.

3.124. Подъем производится так, чтобы избежать качки и поворота блоков и пространственных элементов на крюке крана. Во время монтажа следует принимать меры защиты отдельных поверхностей (фасадных панелей, лоджии, внутренних поверхностей блоков и т.п.) от атмосферных воздействий.

3.125. На опорные поверхности укладывается предусмотренный проектом слой цементного раствора марки М100 максимальной толщины 20 мм. Пластичный раствор расстилается на опорные поверхности не ранее чем за полчаса до установки блоков после предварительной очистки поверхностей от щебня, грязи, остатков бетона и т.д. После фиксирования блоков в окончательном положении выдавленный раствор удаляется мастерком.

3.126. При монтаже объемных блоков допускаются следующие максимальные отклонения от проекта, мм:

а) оси плана стен от проектных осей:	
внутренних стен	±5;
фасадных стен	±3;
б) невертикальность стен:	
на этаж	±5;
на здание	±10;
в) негоризонтальность опорных поверхностей (верх фундаментов и блоков)	±3;
г) разница высоты между перекрытиями двух смежных объемных блоков	±5;
д) максимальное отклонение ширины фасадных швов	±5;
е) отклонение поверхностей стен от проектного положения (на всю высоту и длину здания):	
внутренних	±10
фасадных и торцевых	±5;

3.127. На соединения между элементами (горизонтальных и вертикальных) в том числе уплотнений и связей, составляются акты о скрытых работах по установленным формам.

3.128. Металлические детали соединений, которые во время эксплуатации здания защищены от доступа влаги, должны защищаться антикоррозионным покрытием или растворным слоем М100. Металлические детали, к которым доступ влаги не исключен, должны быть защищены антикоррозионным покрытием.

Перед покрытием (раствором или краской) металлические поверхности следует очистить от грязи и ржавчины и удалить шлак от сварки.

3.129. После установки и соединения объемных блоков и панельных элементов выполняются следующие работы:

устройство стыков внутри и снаружи здания;

уплотнение и герметизация швов;

соединение электрических и санитарно-технических проводок;

гидро- и теплоизоляция покрытий;

окончательная доводка внешней и внутренней отделки.

4. РАСЧЕТЫ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

Нагрузки и воздействия

4.1. Нагрузки на здание определяются по СНиП II-6-74.

Учитываются следующие виды нагрузок и воздействий:

постоянные нагрузки, включающие массу конструкций, массу и давление грунтов, действие предварительного напряжения,

длительные и временные нагрузки, включающие нагрузки на технические этажи и чердаки, действие неравномерных деформаций основания, не сопровождающиеся изменением структуры грунта, часть нагрузки на перекрытие от массы людей, мебели и легкого оборудования, часть нормативной снеговой нагрузки для районов, где она выше 700 Н/м^2

(70 кгс/м^2), температурные климатические воздействия, обусловленные полугодовым изменением температур;

кратковременные нагрузки, включающие не учтенную длительными нагрузками часть массы людей, мебели и легкого оборудования на перекрытия, часть снеговой нагрузки, ветровые нагрузки, температурные климатические воздействия с учетом суточных изменений, нагрузки при транспортировании, складировании и монтаже;

особые нагрузки, включающие сейсмические, взрывные, аварийные воздействия, неравномерные деформации основания, сопровождающиеся изменением структуры грунта.

Величины нормативных нагрузок, коэффициенты перегрузки, расчетные сочетания нагрузок принимаются по СНиП П-6-74.

4.2. Нагрузки на отдельные элементы (блоки, панели, связи) определяются из расчета здания как пространственной системы. Обязателен учет усилий в плоскости граней элементов (осевых и внецентренных) и из их плоскости.

4.3. Для предварительного определения сечений допускается подсчитывать нагрузки на элементы здания в эксплуатационной стадии приближенно – от вертикальных сил с распределением по грузовым площадям; от горизонтальных – из рассмотрения расчетной схемы здания как совокупности вертикальных несвязанных консольных элементов. Объемные блоки на этой стадии допускается считать симметричными, не имеющими проемов и т.д.

4.4. Разность осадок противоположных стен одного блока не должна превышать $0{,}001\ell$; между параллельными панельными стенами или панельной стеной и стеной блока – $0{,}002\ell$, где ℓ – расстояние между стенами.

Если эти условия обеспечиваются, расчет всего здания на вынужденную осадку опор можно не производить.

Расчет на эксплуатационные воздействия

Расчет здания заключается в:

предварительном определении сечений всех входящих в здание конструктивных элементов, с учетом необходимости обеспечения их несущих и ограждающих функций;

выборе расчетных схем и методики расчета;

выявлении (назначения) геометрических и жесткостных характеристик всех конструктивных элементов, входящих в расчетные схемы;

проведении расчета и выявлении величин усилий, действующих на все виды конструктивных элементов, входящих в расчетные схемы, их перемещений, а также перемещений здания в целом;

проверке сечений всех элементов по величине усилий, определенным из расчета здания, предельных деформаций здания и его элементов.

При необходимости существенного изменения предварительно определенных сочетаний цикл расчета повторяется.

Весь расчет здания или его этапы целесообразно производить с применением программ для ЭВМ.

4.5. Конструкции зданий должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (с учетом возможности потери устойчивости), по деформациям, образованию и раскрытию трещин [9]. Расчетом по несущей способности следует проверять все конструктивные элементы здания и их стыковые соединения на нагрузки и воздействия, возникающие в процессе строительства (принимая во внимание изменения расчетной схемы

во время монтажа) и эксплуатации здания, с учетом возможности аварийных воздействий. Кроме того, объемные блоки и панельные элементы необходимо рассчитывать нагрузки, появляющиеся во время изготовления, транспортирования и монтажа.

Расчетом по деформациям на действие эксплуатационных нагрузок проверяются элементы объемных блоков (плиты пола, потолка, стен, лестничных маршей, площадок и панельных плит перекрытий).

Расчетом по образованию и раскрытию трещин проверяют объемные блоки на действие транспортных и монтажных нагрузок.

Усилия и деформации от воздействия горизонтальных (ветровых, сейсмических), вертикальных внецентренных нагрузок и неравномерной осадки основания следует определять из расчета здания в целом.

4.6. При выборе расчетных схем следует руководствоваться следующим.

Предпочтительными являются пространственные расчетные схемы, позволяющие более точно учитывать совместную работу конструкций здания (см. прил. 1.8).

Принимаемые упрощения не должны приводить к уменьшению усилий (напряжений) в относительно наиболее нагруженных элементах.

Усилия, действующие в плоскостях элементов здания и усилия вызывающие их изгиб из плоскости допускается определять независимо исходя из разных расчетных схем, наиболее целесообразных для определения каждого из видов усилий.

Для большинства реальных конструкций зданий рассматриваемых систем вертикальные элементы (столбы блоков, вертикальные диафрагмы) можно считать регулярными по высоте зданий.

Для упрощения расчета допускается пространственную расчетную схему здания расчленять на независимые части, каждая из которых может быть пространственной или плоской и служить для расчета на непосредственно приложенные к ней нагрузки. Это возможно в случаях, когда внутренние усилия в местах условных разрезов отсутствуют или несущественно влияют на напряженно-деформированное состояние конструкций.

4.7. При определении усилий в конструкциях используются следующие допущения:

принцип независимости действия сил;

линейная зависимость между усилиями и перемещениями для пространственных и плоских линейных элементов и связей;

гипотеза плоских сечений (линейный характер изменения деформаций для глухих участков панелей и стен блоков);

расчетная схема в процессе нагружения считается неизменной;

распределение вертикальных нагрузок на вертикальные элементы производится пропорционально грузовым площадям;

опирание элементов (панелей и объемных блоков по вертикали производится по всему контуру стен (кроме дверных проемов).

Определение усилий в плоскостях граней элементов зданий

4.8. Расчетные схемы зданий блочно-панельной и панельно-блочной конструктивной системы представляются в виде системы вертикальных столбов блоков и панельных диафрагм, соединенных в уровне каждого этажа дисками перекрытий (рис. 22).

Вертикальные столбы блоков и панельных диафрагм образуются соединением по вертикали соответственно отдельных блоков и панелей.

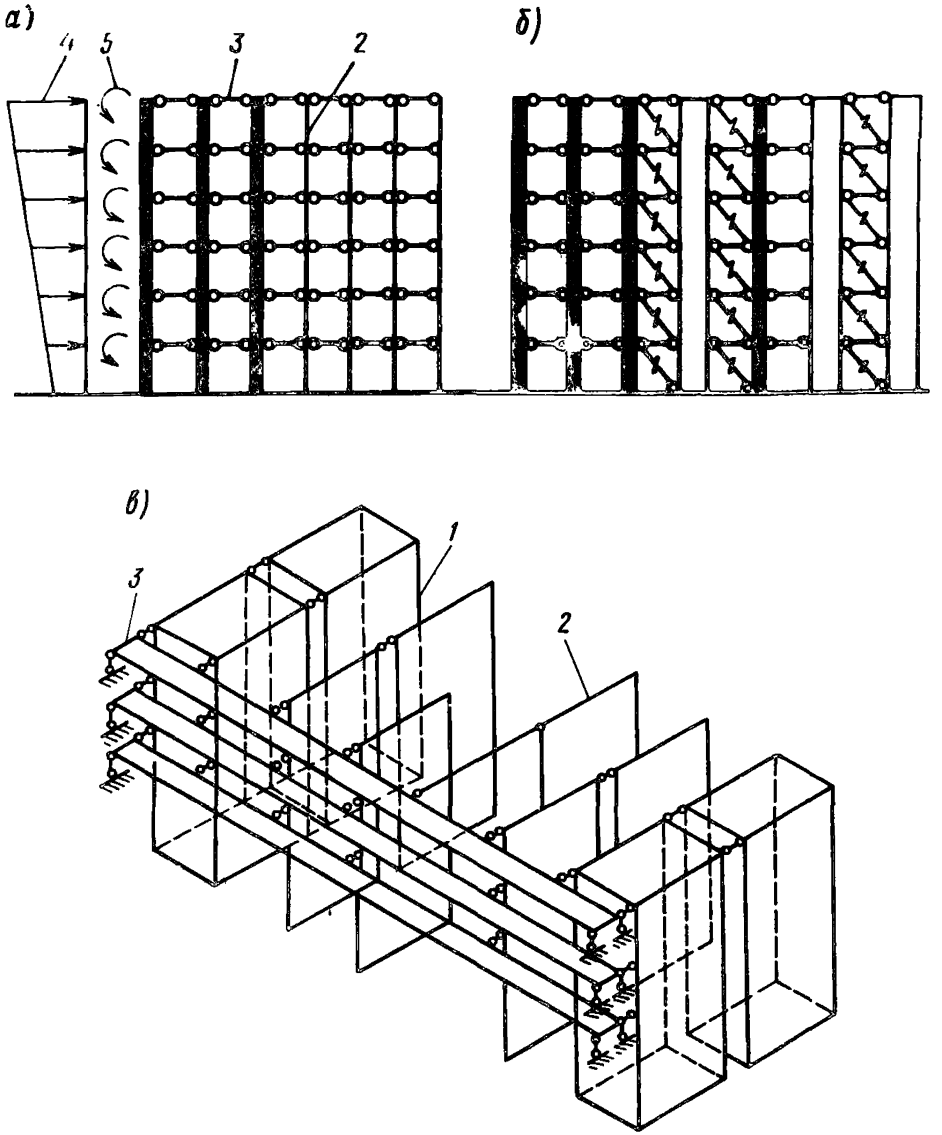


Рис. 22. Расчетная схема для определения плоского напряженного состояния элементов здания

а – плоская схема без связей вертикального сдвига; *б* – плоская схема при наличии связей вертикального сдвига; *в* – пространственная схема *1* – столбы объемных блоков; *2* – вертикальные панельные диафрагмы; *3* – диски перекрытий; *4* – горизонтальные нагрузки; *5* – вертикальные внецентренные в плоскостях нагрузки

Диски перекрытий образуются соединением по горизонтали панелей перекрытий и элементов пола и потолка объемных блоков.

4.9. Жесткости дисков перекрытий зданий блочно-панельной и панельно-блочной конструктивных систем, как правило, ниже, чем тех же элементов в зданиях крупнопанельных из-за меньшей жесткости в плоскости перекрытий горизонтальных связей между блоками соседних столбов, а также между блоками и панелями перекрытий.

Однако учет этого обстоятельства сложен. Для ориентировочной его оценки в прил. 1 дан пример расчета регулярной конструктивной системы блочно-панельного здания с приближенным учетом податливости дисков перекрытий и жесткости на кручение вертикальных столбов объемных блоков.

Для удобства расчетов следует различать условно жесткие и податливые диски перекрытий (рис. 23). Жесткими считаются диски, в которых стыки панелей перекрытий в их плоскости обеспечивают передачу горизонтальных сдвиговых усилий – платформенные стыки крупнопанельных зданий, стыки панелей с замоноличиванием швов между ними при наличии не менее двух шпонок на длину стыка двух элементов; стыки опирания панелей перекрытий на объемные блоки, в которых вертикальная нагрузка от стен вышележащих блоков передается через опорные торцы панелей. Жесткими считаются также диски перекрытий одного пер-

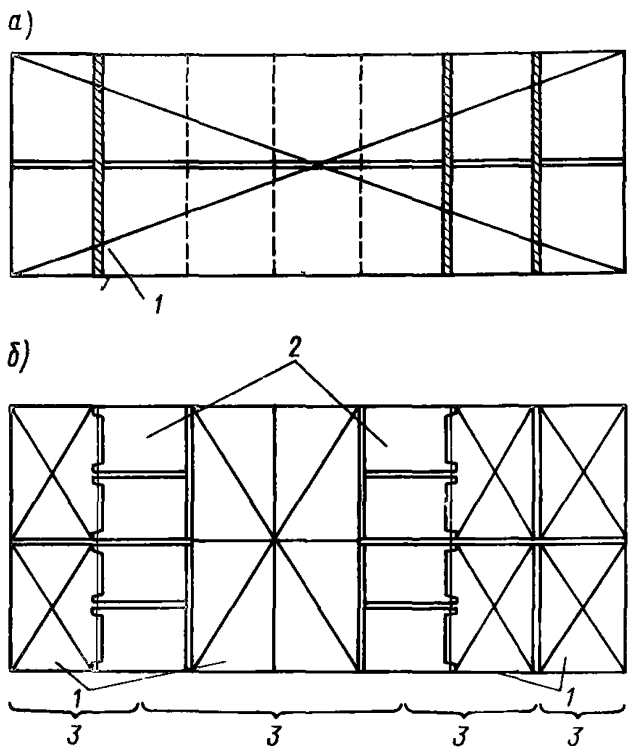


Рис. 23. Жесткий (*а*) и податливый (*б*) диски перекрытий
1 – жесткие диски перекрытий; *2* – податливые вставки; *3* – грузовой фронт горизонтальной нагрузки на вертикальные элементы, связанные жестким диском

пендикулярного продольной оси здания поперечника, состоящего из двух или нескольких столбов объемных блоков, соединенных в уровне перекрытий каждого этажа сварными связями на закладных деталях (не менее двух связей).

Податливыми считаются диски, в которых опирание панелей перекрытий на объемные блоки производится через "точечные пальцы", когда горизонтальные связи между соседними столбами блоков осуществляются на сварке закладных деталей.

В расчетной схеме здания с податливыми дисками перекрытий рекомендуется делить здание на несколько фрагментов, в которых диски считаются жесткими (рис. 23,*б*), и рассчитывать эти фрагменты отдельно.

4.10. Здания (фрагменты) блочно-панельной и панельно-блочной конструктивных систем с жесткими дисками перекрытий рассчитываются на горизонтальные и внецентренные в плоскости стен вертикальные нагрузки аналогично зданиям крупнопанельной конструктивной системы, исходя из предположения об отсутствии деформаций (абсолютной жесткости) дисков перекрытий в их плоскости. В расчетную схему вводятся все вертикальные столбы блоков и панельные диафрагмы, входящие в здание (фрагмент).

4.11. Жесткости вертикальных столбов блоков и панельных диафрагм определяются следующим образом.

Податливость горизонтальных швов учитывается введением приведенного модуля деформаций для вертикальных столбов и диафрагм

$$E_{пр} = 1/(1/E_{\delta} + \bar{\lambda}_{ш}/H_{эт}), \qquad (1)$$

где E_{δ} – модуль упругости стен блоков; $\bar{\lambda}_{ш}$ – коэффициент податливости при сжатии растворного шва между блоками; $H_{эт}$ – высота этажа.

4.12. Столбы блоков моделируются консольными стержнями двутаврового сплошного сечения.

В зависимости от количества и расположения дверных проемов в продольных стенах блоков различают два типа столбов.

Блоки в столбах первого типа не имеют проемов в продольных стенах или имеют один проем. Их сечение определяется суммированием сечений стен одинаковых направлений (рис. 24)

Блоки в столбах второго типа имеют не менее одного проема в каждой из продольных стен. Столбы при этом расчленяются на отдельные вертикальные несущие элементы (в форме прямоугольника, тавра, двутавра или швеллера), соединенные надпроемными перемычками.

Податливость связей сдвига, имитирующих перемычки, может определяться по [10].

4.13. Вертикальные панельные диафрагмы также моделируются консольными стержнями.

При наличии в этих диафрагмах вертикальных рядов проемов с надпроемными (подпроемными) перемычками, передающими усилия вертикального сдвига между соседними вертикальными полосами, расчетной схемой диафрагмы может являться плоский составной стержень с количеством вертикальных швов равных числу условных вертикальных разрезов.

При несущих наружных стенах и наличии вертикальных связей сдвига между ними и вертикальными панельными диафрагмами (в том числе и за счет участков перекрытий, пересекающих вертикальные стыки) в расчетную схему диафрагм в виде составного стержня могут включаться участки наружных стен шириной до края ближайших оконных (балконных) проемов (рис. 25).

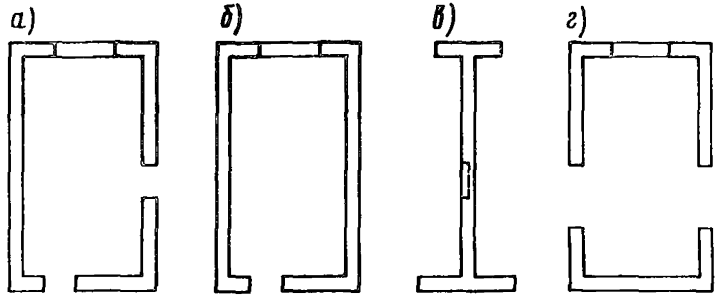


Рис. 24. Типы сечений столбов
I типа (*а,б*); приведенное сечение столба (*в*); сечение столба II типа (*г*)

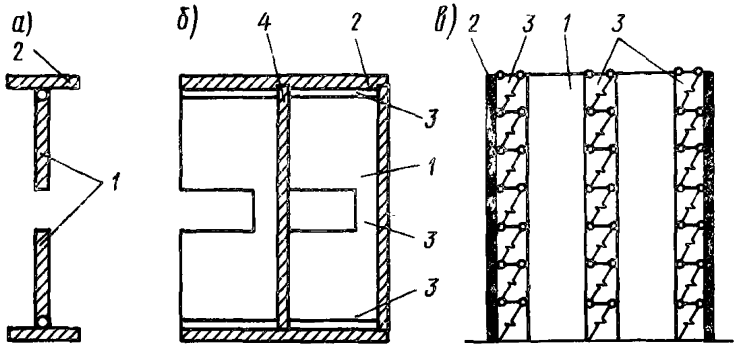


Рис. 25. Приведение вертикальных панельных диафрагм к схеме составного стержня
а – план; *б* – разрез; *в* – расчетная схема
1 – вертикальные панельные диафрагмы; *2* – вертикальные участки несущих наружных стен до края проемов; *3* – участки вертикальных швов сдвига; *4* – панели перекрытий

4.14. Расчет таких систем целесообразно производить с применением программ, используемых для расчета крупнопанельных зданий ("ПАРАД" и др.), а также вручную с использованием разработок на основе теории составных стержней [10], [11].

4.15. Распределение горизонтальной нагрузки на здание (фрагмент) с жестким горизонтальным диском между вертикальными элементами допускается производить пропорционально их обобщенной жесткости, которая определяется для каждого элемента от действия единичной горизонтальной нагрузки, приложенной по верху (рис. 26).

Функция горизонтальной нагрузки $q(x)$, приходящейся на вертикальный элемент, определяется по формуле:

$$\widetilde{q}_i(x) = q(x)\, B_i / \sum_{i=1}^{n} B_i, \qquad (2)$$

где $q(x)$ – функция горизонтальной нагрузки на здание (фрагмент); B_i – обобщенная жесткость i-го вертикального элемента (столб блоков

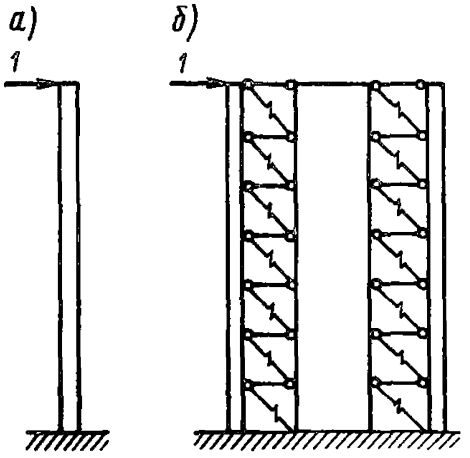


Рис. 26. Расчетные схемы вертикальных элементов для определения обобщенной жесткости
а – в виде стержня монолитного сечения; *б* – в виде составного стержня

или диафрагма) в виде плоских элементов монолитного или составного сечения;
n – количество вертикальных элементов.

$$B_i = 1/[\bar{y} + \alpha H/(G_{пр} \sum_{k=1}^{m} F_k)], \tag{3}$$

где $\bar{y}$ – прогиб от изгиба составного или монолитного стержня от действия единичной сосредоточенной горизонтальной силы, приложенной к его вершине; α – отношение касательного напряжения в центре тяжести поперечного сечения к усредненному по всему сечению (для прямоугольного сечения $\alpha = 1{,}5$; для двутаврового $\alpha = 1{,}2$); H – высота здания; $G_{пр} = 0{,}4\,E_{пр}$ – приведенный модуль сдвига вертикальных элементов; F_k – площадь горизонтального сечения стенки k-ой ветви составного или монолитного стержня; m – количество ветвей i-го составного стержня. Для монолитного стержня $m = 1$.

В консольном стержне монолитного сечения

$$\bar{y} = H^3/(3E_{пр} I), \tag{4}$$

где I – момент инерции полного сечения консоли (без учета работы сил сдвига в ветвях).

Для составного двухветвевого стержня [11].

$$\bar{y} = [\bar{B}/(\lambda^3 B)(\lambda H - th\,\lambda H) + H^3/3]/B^0, \tag{5}$$

где $B = \Sigma E_{пр} I$ – сумма изгибных жесткостей ветвей диафрагмы;

$$\bar{B} = b/k; \tag{6}$$
$$k = (F_1 + F_2)/(E_{пр} F_1 F_2 b); \tag{7}$$
$$\vartheta = H_{эт}/(B_п b); \tag{8}$$
$$B^0 = B + \bar{B}; \tag{9}$$
$$\lambda = \sqrt{k B^0/(s B)}, \tag{10}$$

где b – расстояние между осями ветвей составного стержня; $B_п$ – жесткость перемычки.

В случае перемычек, замоноличенных в ветвях составного стержня (без учета сдвига):

$$B_п = 12 E I_п / l^3, \tag{11}$$

где l – расстояние между ветвями в свету.

Приближенный учет влияния сдвига в разных типах консольных стержней дан в прил. 7.

Жесткостные характеристики вертикального шва в составном стержне, образованного связью внутренних и наружных стен, приведены в пп. 4.39 – 4.44.

Решение для симметричного трехветвевого стержня с двумя рядами вертикальных швов также сводится к использованию формул (5) – (11) [11].

4.16. Для многоветвевых составных стержней для упрощения расчета допускается заменять их двухветвевыми составными стержнями. В этом случае присвоение нулей жесткости связей сдвига целесообразно тем швам, в которых наиболее слабые связи.

4.17. При отсутствии монолитной связи с обеих сторон надпроемных перемычек с вертикальными панельными диафрагмами допускается распределять горизонтальные нагрузки на вертикальные элементы, объединяемые жесткими дисками перекрытий исходя из расчетной схемы в виде совокупности консольных стержней без учета работы связей вертикального сдвига между ними. В этом случае перемычки, не учитываемые в расчетной схеме, должны армироваться конструктивно.

4.18. При расчете столба на изгиб в направлении продольной оси здания от внецентренного приложения вертикальных нагрузок, как и при расчете в поперечном направлении, различают два типа столбов.

Блоки в столбах первого типа имеют проем только в одной торцовой стене, как правило, наружной (рис. 27,*а*). Сечение их считается моно-

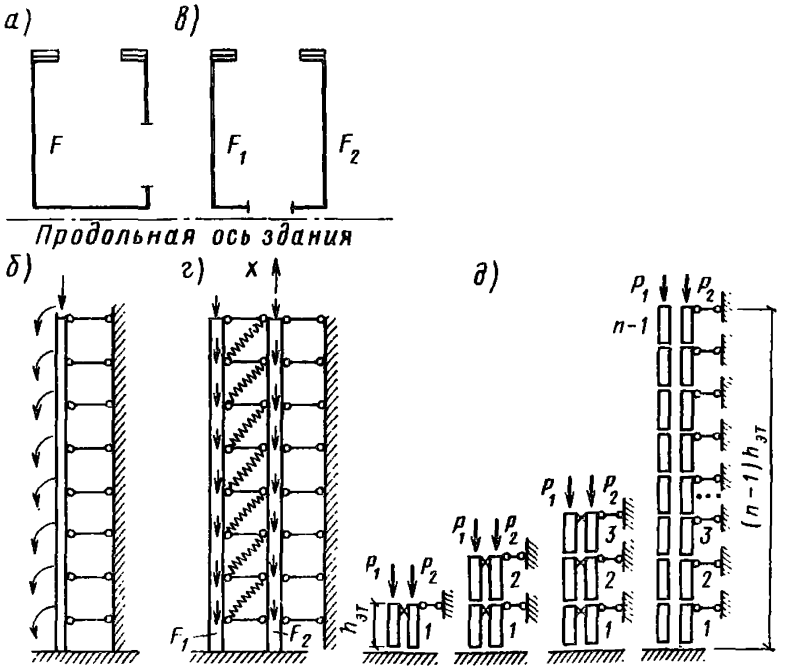


Рис. 27. Схема расчета столба на изгиб в направлении продольной оси здания
Блок с проемом в одной торцовой стене (*а*) и его расчетная схема (*б*); с проемами в обеих торцовых стенах (*в*) и расчетная схема столба в целом (*г*); расчетная схема в процессе монтажа (*д*)

литным и усилия в столбе определятся как для монолитного стержня (рис. 27,*б*) с учетом его закрепления в уровне каждого перекрытия.

Блоки в столбах второго типа имеют проемы в обеих торцовых стенах (рис. 27,*в*). Расчетная схема столба при этом представляется консольным составным стержнем (рис. 27,*г*). По этой схеме столбы рассчитываются на действие временных нагрузок, прикладываемых после окончания монтажа. Допускается пользоваться этой же схемой при расчете на постоянные нагрузки от собственной массы блоков.

Для учета перераспределения усилий между ветвями составного стержня в процессе монтажа при расчете на действие нагрузок от собственной массы панелей перекрытий, опираемых на блоки, рекомендуется пользоваться поэтажно изменяемой расчетной схемой (рис. 27, *д*).

Расчетные формулы для определения усилий в ветвях составного стержня приведены в прил. 5.

Жесткость связей вертикального сдвига между ветвями составного стержня определяется через жесткости перемычек в торцовых стенах блоков (см. п. 4.49).

4.19. После определения горизонтальных осевых и внецентренных в плоскостях стен вертикальных нагрузок, приходящихся на каждый из вертикальных элементов (столбов блоков и панельные диафрагмы), для наиболее опасных сечений должны быть подсчитаны действующие в плоскости стен усилия.

4.20. Вертикальные усилия в горизонтальном шве объемно-блочного столба, возникающие по периметру блоков от действия перпендикулярно плоскости шва сил M_x, M_y и P, допускается определять по формуле

$$N = \Delta(P/F_н \pm M_x y/I_x \pm M_y x/I_y), \qquad (12)$$

где P, M_x, M_y – осевое усилие, изгибающие моменты относительно осей, проходящих через центр тяжести сечения блока; $F_н$ – площадь несущих стен блока за вычетом проемов; I_x, I_y – моменты инерции горизонтального сечения блока относительно осей, проходящих через центр тяжести сечения несущих стен блока; x, y — расстояния от центра тяжести горизонтального сечения несущих стен блока до места определения ординат эпюры N.

Величины ординат эпюры N рекомендуется определять для угловых точек блока, принимая промежуточные значения по линейной интерполяции.

Определение эксцентриситетов действия вертикальных сил из плоскости граней

4.21. Для расчета на изгиб граней блоков из плоскости граней необходимо учитывать пространственную работу самих блоков и совместную их работу в столбе (защемление блоков).

Расчетная схема блока для расчета на изгиб из плоскости приведена на рис. 28.

Наиболее существенным является защемление продольных (длинных) стен блоков. Поэтому возможным упрощением расчетной схемы блока является введение в нее непередающих изгибающих усилий шарнирных цилиндрических связей торцевых граней с продольными (рис. 29). Для расчета столбов симметричных объемных блоков со сплошными продольными стенками рекомендуется применять программу для ЭВМ "ОЗНОБ".

4.22. Для определения максимальных величин изгибающих моментов по среднему поперечному сечению блоков, не имеющих широких (более 1,2 м) проемов в продольных стенах, возможна замена пространственного

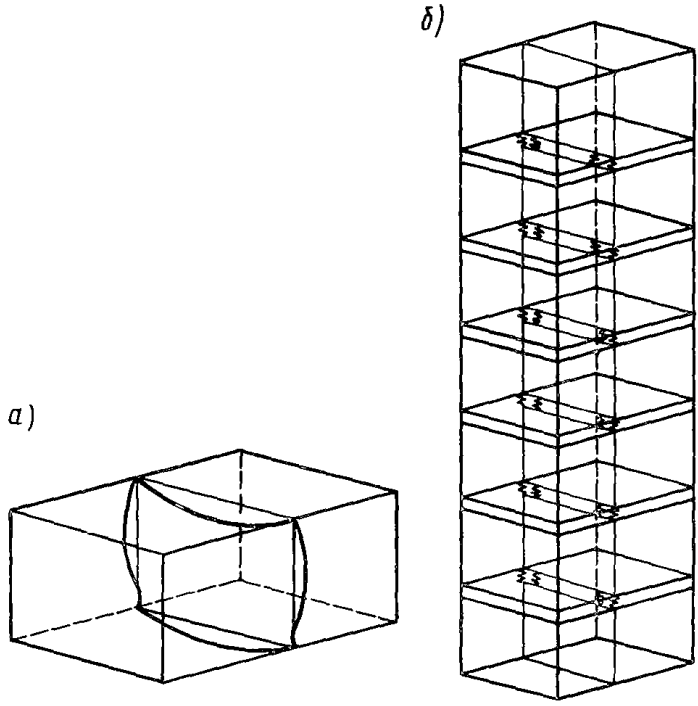
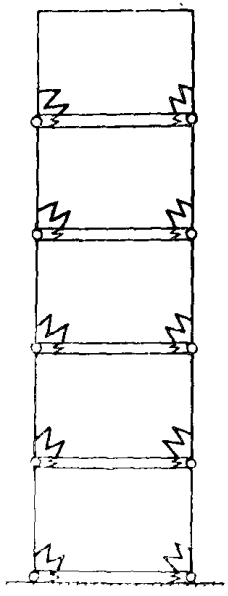


Рис. 28. Схема расчета блока (*а*) и столба блоков (*в*) на поперечный изгиб



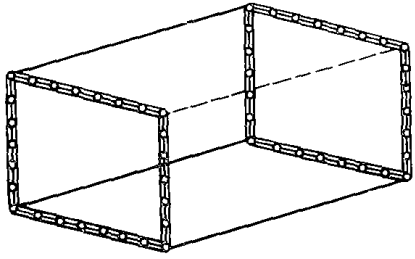


Рис. 29. Упрощенная схема расчета блока на поперечный изгиб

Рис. 30. Расчетная схема в виде многоэтажной рамы для определения максимальных величин изгибающих моментов в среднем поперечном сечении столба

столба объемных блоков (см. рис. 28,*б*) на плоскую многоэтажную раму (рис. 30) с упруго-податливыми связями ригелей и стоек.

Расчет ее может производиться с помощью программ для ЭВМ.

4.23. Для приближенного определения величин изгибающих моментов по среднему поперечному сечению блоков допускается использовать расчетную схему в виде одноэтажной рамы, с учетом дополнительных связей, условно заменяющих влияние вышележащих блоков (рис. 31). Расчетные формулы для этой схемы при наличии симметрии толщин стен приведены в прил. 2.

В практических целях возможно пользоваться теми же формулами и для расчетов блоков, не имеющих симметрии толщин стен (но отличающихся по толщине не более чем в два раза).

4.24. Внешними нагрузками на столб блоков при расчете его на изгиб должны быть:

вертикальные распределенные на перекрытие нагрузки от его собственной массы g в расчетной схеме отдельного блока (рис. 32,*а*);

вертикальные, распределенные на перекрытие, полные нагрузки за исключением нагрузок от собственной массы $p - g$ – в расчетной схеме столба (рис. 32,*б*).

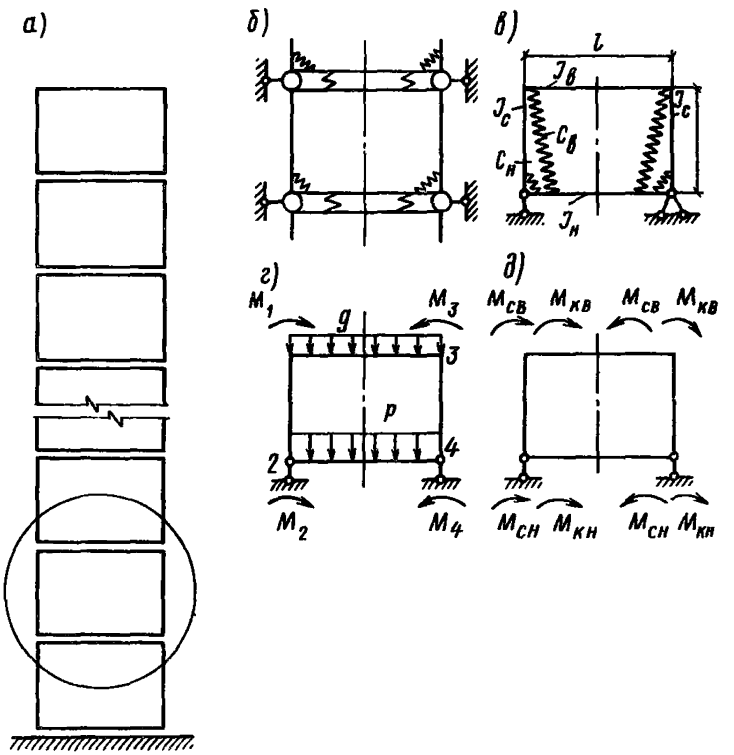


Рис. 31. Расчетная схема в виде одноэтажной рамы для определения максимальных величин изгибающих моментов.

Схема блока в столбе (*а*,*б*); одноэтажная схема (*в*); разделение величин угловых моментов на симметричные и кососимметричные (*г*,*д*)

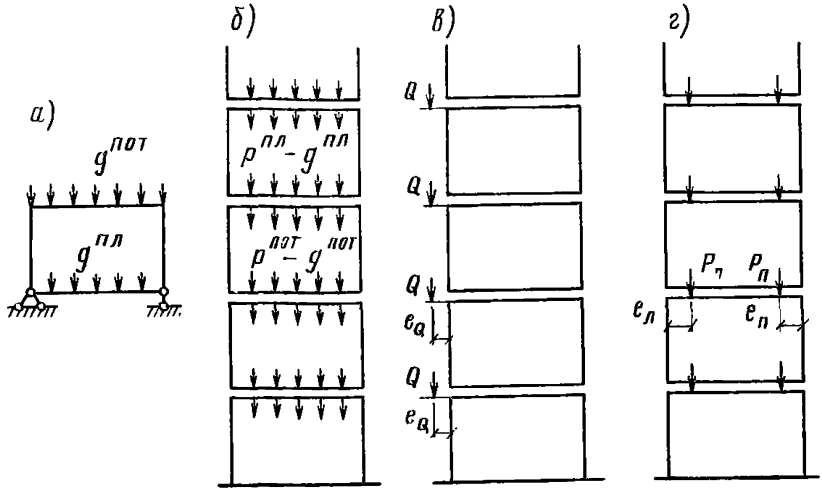


Рис. 32. Схемы расчета на действие нагрузок от собственного веса g (*а*); полных, за исключением собственного веса, $p-g$ (*б*); от плит перекрытий Q (*в*); от веса вышележащих этажей (*г*)

Распределенные вдоль шва вертикальные нагрузки Q от опирания плиты перекрытия на стену блока, приложенные с эксцентриситетом e_Q относительно нейтральной оси стены (рис. 32,*в*).

Распределенные вдоль шва вертикальные нагрузки от вышележащих этажей $\bar{P}$, приложенные с эксцентриситетом e относительно нейтральной оси стены – в расчетной схеме столба (рис. 32,*г*).

Эксцентриситеты e рекомендуется считать одниковыми по высоте столба.

4.25. Эксцентриситет e (рис. 33) складывается из e_1, возникающего из-за наличия геометрического эксцентриситета центра тяжести поперечного сечения шва относительно нейтральной оси стенки нижнего блока, и e_2, возникающего из-за возможного отклонения от проектной величины сдвижки нижней опорной части верхнего блока относительно верхней опорной части нижнего блока; e_1 принимается по соответствующему узлу в каждом конкретном решении, но не менее 0,5 см. При отсутствии экспериментально обоснованных значений e_2 его следует принимать равным 1 см.

4.26. Для проверки прочности каждой из несущих стен блока следует предусматривать такую комбинацию эксцентриситетов нагрузки e_Q, e_1 и e_2, которые приводят к невыгоднейшей комбинации нормальной силы и момента из плоскости стены (как правило, M_{max} и $N_{соотв}$).

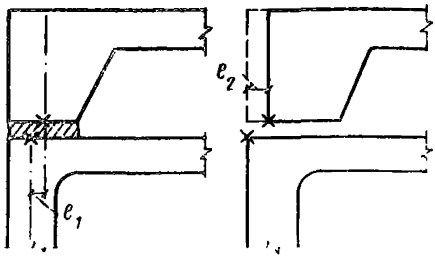


Рис. 33. Составляющие величины эксцентриситета передачи вертикальной силы через шов в блоке

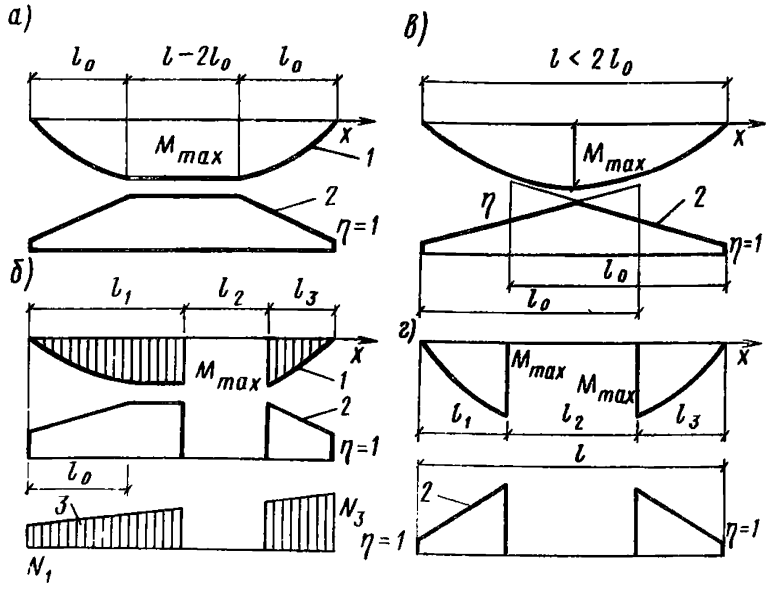


Рис. 34. Эпюры изгибающих моментов (*1*), продольных сил (*3*) и коэффициентов η (*2*) по длине стены.
Длинная стена ($l \geq 2l_0$) без проема (*а*) и с проемом (*б*); короткая стена ($l < 2l_0$) без проема (*в*) и с проемом (*г*)

4.27. После определения эпюры изгибающих моментов в среднем сечении блока допускается промежуточные по длине стены значения моментов определять следующим образом:

а) длина стены $l > 2l_0$ (l_0 определяется по п. 4.34.).

При отсутствии проема в стене (рис. 34,*а*):

на участке $x \leq l_0$

$$M = M_{max} \sin [\pi x/(2l_0)]; \qquad (13)$$

на участке $x \geq l - l_0$

$$M = M_{max} \sin [\pi (l-x)/(2l_0)]. \qquad (14)$$

На участке $l_0 \leq x \leq l - l_0$ M принимается равным M_{max}.

При наличии проема в стене (рис. 34,*б*):

если $l_1 (l_3) \leq l_0$ следует пользоваться формулами (13) или (14), заменяя l_0 на l_1 или l_3;

если $l_1 (l_3) \geq l_0$ на участках $x \leq l_0 (x \geq l - l_0)$ пользоваться формулами (13) или (14); на участке $l_0 \leq x \leq l - l_0$ $M = M_{max}$ (за исключением проема);

б) длина стены $l \leq 2l_0$.

При отсутствии проема в стене (рис. 34,*в*)

$$M = M_{max} \sin \left(\pi x/l\right). \qquad (15)$$

При наличии проема (рис. 34,*г*):

на участке $x \leq l_1$ – по формуле (13) с заменой l_0 на l_1; на участке $x \geq l - l_3$ – по формуле (14) с заменой l_0 на l_3.

Здесь обозначено: $l_1 (l_3)$ – расстояния от левого (правого) края стены блока до края проема; l_2 – ширина проема.

4.28. Изгибающий момент, вводимый в расчет при определении несущей способности стены для каждого вертикального сечения, принимается максимальным в средней трети высоты этажа.

Расчетный эксцентриситет сжимающей силы в среднем сечении блока принимается равным полученному из расчета блока (или заменяющей рамы) как статически неопределимой конструкции, но не менее величины $e_0^{сл}$, равной 1/10 высоты сечения при $h \leq 10$ см и 1 см при $h > 10$ см.

Проверка несущей способности стен

4.29. Проверка несущей способности сечений стен панельных диафрагм и объемных блоков производится в двух горизонтальных сечениях:

в опорном сечении (горизонтальном стыке);

в промежуточном по высоте стены (в средней ее трети), где действует максимальный изгибающий (из плоскости стены) момент.

Прочность средних сечений панельных элементов и их горизонтальных стыков проверяется по полученным усилиям в соответствии с [10].

4.30. Прочность опорных сечений (горизонтальных стыков) объемных блоков рекомендуется проверять по [10], пп. 12.50 – 12.61, для платформенных стыков с односторонним опиранием перекрытий.

4.31. При проверке несущей способности сечений стен объемных блоков (промежуточных по высоте) допускается условно расчленять стены вертикальными сечениями (рис. 35) и определять для них среднюю несущую способность $N_{i\,ст}$ с учетом величины эксцентриситета вертикальных сил, действующих в каждом сечении, после чего суммировать их по длине каждой стены и сравнивать с действующей на нее расчетной нагрузкой.

$$\sum_{i=1}^{n} N_{i\,ст}\, b_i \geq N_1 (l - l_2) + (N_3 - N_1)(l^2 - l_1 l_2 - l_2^2)/(2l), \qquad (16)$$

где n – число участков дробления длины стены (без проемов); рекомендуется принимать $n \geq 5$.

Ребристые стены с регулярными вертикальными ребрами целесообразно дробить на одинаковые таврового сечения участки шириной, равной расстоянию между ребрами.

$N_{i\,ст}$ – средняя несущая способность единицы длины i-го вертикального участка стены; b_i – длина i-го участка.

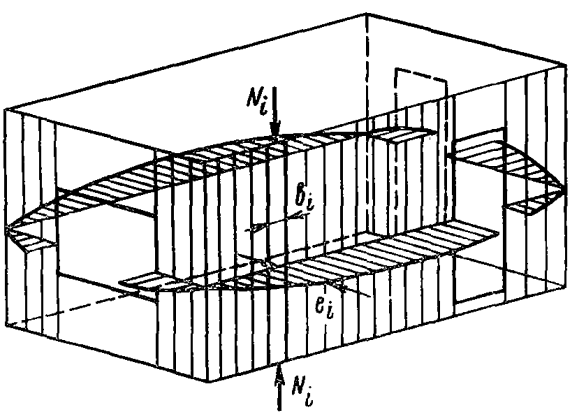
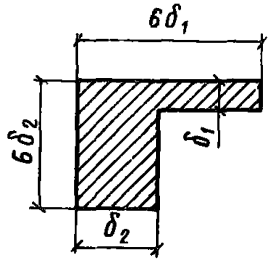


Рис. 35. Разделение стен блока на вертикальные полосы

Рис. 36. Расчетное сечение угла блока



Формулы для определения несущей способности прямоугольных бетонных сечений $N_{i\,ст}$ приведены в прил. 3. Для расчета бетонных сечений таврового профиля можно пользоваться прил. 4 работы [10].

N_1, N_3 – ординаты эпюры N по краям стены, определяемые по формуле (12).

l, l_1, l_2 – длина стены, участка до проема и проема (рис. 34,*д*).

4.32. Несущую способность угловых участков стен (при монолитной связи смежных стен) допускается определять отдельно как для бетонных (железобетонных) элементов уголкового профиля с длиной перьев уголка, равной шести толщинам стенок δ (рис. 36). Эксцентриситет сжимающей силы, приходящейся на этот угол, принимается не менее 2 см.

При таком учете несущая способность крайних участков стен шириной шести δ в левой части формулы (15) заменяется половиной величины несущей способности соответствующих элементов уголкового профиля.

При наличии с одной или двух сторон углового сечения проемов обязателен учет продольного изгиба углового элемента.

4.33. Суммарную несущую способность блоков рекомендуется определять по программе для ЭВМ "ОПУС".

Несущую способность наиболее ослабленных полос (у краев проемов или в серединах длин сплошных стен) допускается проверять без применения ЭВМ.

4.34. Расчетная длина (высота) стен блоков (стоек рамы) l_0 принимается равной 0,8Н, если над расчетным сечением расположено не менее четырех этажей блоков. В остальных случаях $l_0=0{,}9H$, где Н – высота этажа, за вычетом толщины перекрытия.

Расчет на транспортные и монтажные воздействия

4.35. При учете транспортных и монтажных воздействий необходимо производить расчет отдельного блока по несущей способности, трещиностойкости и деформациям на зависание угла. Прогиб свободного угла блока, опертого по трем углам, определяется по формуле:

$$z = Pab\{1/([G_1]b) + 1/([G_2]a) + 1/([G_3]b) + 1/([G_4]a) + 1/([G_5]h) + 1/([G_6]h)\}/(16h), \qquad (17)$$

где P – масса блока, симметричного по толщине стенок (без наружной стены и балкона) с учетом коэффициента динамичности по п. 4.39; $[G_i]$ – сдвиговая жесткость i-й грани. Нумерация граней (i=1,2 . . . 6) приведена на рис. 37.

Для сплошных граней при определении $[G_i]$ при соблюдении условия $P/(4h\Delta_i) \le R_p^H$ допускается считать, что они работают без образования трещин, т.е.

$$[G_i] = 0{,}85\,G_i\Delta_i, \qquad (18)$$

где Δ_i, G_i – толщина и модуль сдвига материала грани.

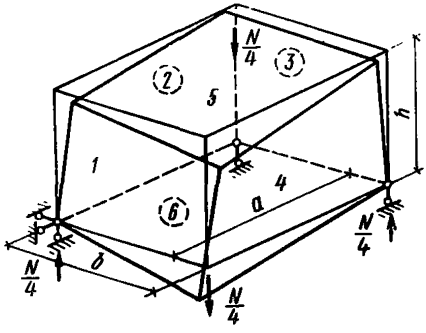


Рис. 37. Схема деформирования блока при зависании одного угла
1 – 6 – номера граней

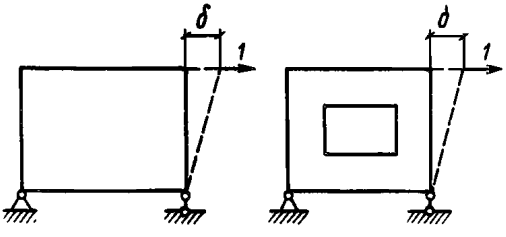


Рис. 38. Схема определения эквивалентной жесткости грани с проемом

Для граней с проемами $[G_i]$ может определяться исходя из условия равенства горизонтальных перемещений сплошной грани с жесткостью G_i и грани с проемом, имеющей те же наружные размеры, под действием единичной силы (рис. 38). Приближенные формулы для определения сдвиговой жесткости граней с проемами приведены в прил. 4.

4.36. При наличии немонолитных связей сдвига, соединяющих отдельные грани блоков, их жесткость должна вводиться в величину $[G_i]$ соответствующей грани.

Для блока типа "колпак" (рис. 39,*а*)

$$[G_6] = 1/\{1/[G_6]_э + 2/(b\beta a) + 2/(a\beta_b)\}, \quad (19)$$

для блока типа "лежащий стакан" (рис. 39,*б*)

$$[G_1] = 1/\{1/[G_1]_э + 2/(b\beta h) + 2/(h\beta_b)\}, \quad (20)$$

где $[G_i]_э$ – эквивалентная жесткость i-й грани, без учета связей сдвига, β_a, β_b, β_h – погонные жесткости на сдвиг связей, соединяющих монолитную часть и соответствующую грань приставной панели длиной a, b, h.

Возможный прогиб свободного угла блока длиной более 4, 8 м должен быть ограничен величиной 10 мм при статических воздействиях и 15 мм – при динамических; при длине блока до 4, 8 м – 7 и 10 мм соответственно.

4.37. Несущую способность блока при зависании угла допускается определять по методу предельного равновесия. Трещины при перекосах появляются и развиваются, в первую очередь, в углах проемов. В состоянии предельного равновесия эти участки в расчетной схеме следует превращать в пластические шарниры. Чтобы определить разрушающие усилия на блок, проверить или подобрать армирование всех граней, следует превратить блок в пространственный механизм, для чего необходимо последовательно превращать в плоский механизм каждую грань с проемом. Остальные грани при этом считаются абсолютно жесткими в своей плоскости.

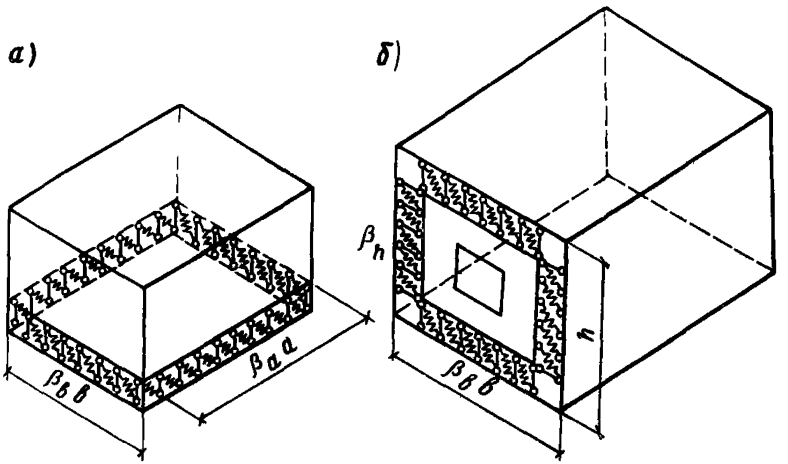


Рис. 39. Соединение граней податливыми связями
а – панель пола; *б* – наружная стена

Определение несущей способности следует производить в соответствии с вероятными схемами излома граней исходя из наименее благоприятного варианта работы конструкции для продольных граней. При этом следует суммировать усилия от кручения блока с изгибом в вертикальной плоскости.

Формулы для определения несущей способности блоков для некоторых вариантов расположения проемов в стенах приведены в прил. 4.

Армирование элементов блока рекомендуется назначать на 20 – 30% выше, чем полученное по расчету методом предельного равновесия.

4.38 Перемычки под и над проемами в стенах при зависании утла блока должны быть проверены по поперечной силе Q, равной:
для торцовых граней

$$Q = P/8, \tag{21}$$

для продольных граней

$$Q = P(3 - b/a)/8. \tag{22}$$

4.39. Все плоские элементы, в том числе и комплектующие блок (панели пола, наружных стен), должны быть проверены по прочности и ширине раскрытия трещин при действии распалубочных, монтажных и транспортных нагрузок с учетом возможного изменения расчетных схем элементов.

При этом учитывается действительная минимальная прочность бетона элемента на момент воздействия.

Не допускается транспортирование объемных элементов до достижения бетоном прочности, равной 0,7, и плоских элементов – до 0,5 нормативных сопротивлений.

Распалубочные усилия на элемент принимаются по данным специальных исследований, но не менее 2000 Н/м^2 (200 кгс/м^2).

При расчете на транспортные и монтажные нагрузки собственная масса принимается с коэффициентом динамичности, равным 1,8 при транспортировании и 1,5 – при монтаже.

Максимальная кратковременная ширина раскрытия трещин $a_{т\,кр} = 0{,}4$мм.

4.40. Горизонтальные элементы блоков рассчитывают на вертикальные транспортные нагрузки с учетом пространственной работы и действительной расчетной схемы (наличие временных подпорок, демпфирующих стоек и т.п.)

Плита потолка блока должна проверяться по прочности на действие сосредоточенной нормативной нагрузки 2000 Н (200 кгс) (масса двух монтажников с инструментом).

Расчет на аварийные воздействия

4.41. Для расчета зданий на прочность и устойчивость против прогрессирующего обрушения при локальном разрушении одного из элементов (из-за аварийного взрыва газа, пожара, наезда тяжелого транспорта и т.п.) рекомендуется применять метод предельного равновесия.

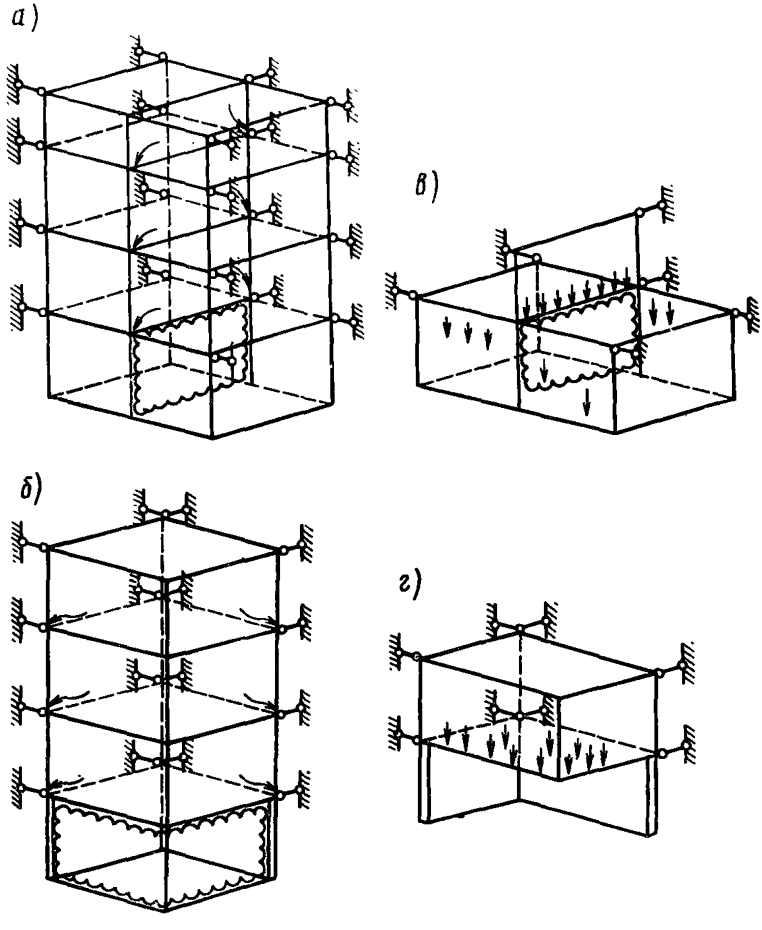


Рис. 40. Расчетные схемы зданий при аварийных воздействиях крупнопанельного (*а*); объемно-блочного (*б*); сохранившегося элемента над разрушившимся элементом (*в,г*)

Разрушенными в результате такого воздействия могут считаться любой несущий плоский элемент (панель) либо две любые грани объемного блока.

Расчетная схема может представляться в виде вертикального фрагмента высотой, равной высоте здания, длиной в направлении продольной оси, равной одному – двум пролетам плит или перекрытий, и шириной равной длине разрушенного вертикального элемента (рис. 40). Соседние с фрагментом части здания считаются жесткими. Металлические связи на сварке закладных деталей, соединяющие рассчитываемый фрагмент с жесткими частями здания, а также связи внутри фрагмента считаются работающими в предельном состоянии.

Растворные швы на растяжение не работают.

Расчет должен производиться на два основных варианта нагрузок:

на все вертикальные нагрузки, приходящиеся на стену над разрушенным элементом. Расчетная схема дана ориентировочно на рис. 40 *а,б*,

Проверяется несущая способность вертикальных элементов (панелей, стен, блоков) смежных с разрушившимся, на которые после аварии перераспределяются нагрузки, приходившиеся на разрушенный элемент, а также вертикальных связей, включающихся в работу;

на нагрузки, приходящиеся на вертикальный элемент, расположенный непосредственно над разрушившимся. Расчетная схема дана ориентировочно на рис. 40 *в,г*. Проверяется несущая способность элементов, опиравшихся до аварии на разрушенный элемент, и связей, включающихся после аварии в работу.

4.42. В расчет на аварийные воздействия вводятся нормативные характеристики материалов, умноженные на коэффициент 1,1 для арматуры и 1,2 – для бетона.

Учитываются только нормативные величины постоянных и временных длительных вертикальных нагрузок.

Жесткостные характеристики связей

4.43. Для расчета зданий должны быть определены жесткостные характеристики связей между элементами (коэффициенты податливости или жесткости) по направлениям действующих усилий. Коэффициент податливости λ численно равен деформации связи, вызванной единичной силой (сосредоточенной или распределенной) вдоль направления ее действия. Коэффициент жесткости k численно равен усилию (сосредоточенному или распределенному), вызывающему единичную деформацию в направлении этого усилия. Определение коэффициентов жесткости (податливости) связей должно производиться с учетом их конструктивных особенностей, физических свойств бетона и стали, характера и направления прикладываемого усилия. Величины коэффициентов жесткости (податливости) допускается определять исходя из линейной зависимости между усилиями и деформациями.

Для связей, имеющих несколько характерных стадий работы (например, до образования трещин в стыке и после), коэффициенты податливости (жесткости) следует принимать для каждой стадии дифференцированно. Деформация стыка в этом случае определяется как сумма деформаций от приращения усилий на каждой стадии. При использовании программ для ЭВМ рекомендуется учитывать нелинейность нарастания деформаций под нагрузкой

4.44. При сопряжении конструктивных элементов через посредство

системы связей следует различать следующие случаи расположения однотипных связей: последовательное, параллельное и смешанное.

Коэффициенты податливости λ и жесткости k сопряжения, состоящего из системы сосредоточенных связей, определяются по формулам:

в случае последовательного расположения связей

$$\lambda = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i = \sum_{i=1}^{n} 1/k_i ; \qquad (23)$$

$$k = 1/\sum_{i=1}^{n} \lambda_i = 1/\left(\sum_{i=1}^{n} 1/k_i\right); \qquad (24)$$

в случае параллельного расположения связей

$$\lambda = 1/\left(\sum_{i=1}^{n} 1/\lambda_i\right) = 1/\sum_{i=1}^{n} k_i ; \qquad (25)$$

$$k = \sum_{i=1}^{n} (1/\lambda_i) = \sum_{i=1}^{n} k_i , \qquad (26)$$

где λ_i – коэффициент податливости i-й связи; k_i – коэффициент жесткости i-й связи; n – число связей в сопряжении.

В смешанном случае сочетания связей выделяются группы однородно расположенных связей и для каждой из них по формулам (23) – (24) или (25) – (26) вычисляются коэффициенты податливости (жесткости), в результате чего система приводится к случаю последовательного или параллельного расположения связей.

4.45. Связи по характеру работы и в соответствии с видом усилий, которые они передают, могут быть условно разделены на связи растяжения-сжатия (характеристики $\lambda_р, k_р$ или $\lambda_ш, k_ш$); связи сдвига ($\lambda_{сд}, k_{сд}$) и связи изгиба ($\lambda_и, k_и$).

Некоторые связи могут одновременно работать как комбинация двух или сразу всех трех типов связей.

4.46. Расчетная величина коэффициента податливости при сжатии одного горизонтального стыка на растворных швах $\lambda_ш \cdot 10^2$ ($см^3/Н$) приведена в табл. 3.

4.47. Коэффициенты податливости соединений сборных элементов при сдвиге

$$\lambda_{сд} = \Delta_{сд} / T , \qquad (27)$$

где $\Delta_{сд}$ – деформация сдвига смежных элементов; T – усилие сдвига на соединение (рекомендуется принимать в зависимости от конструкции соединения 10, п. 12.33).

Таблица 3

Сжатие	Марка раствора			
	М 25	М 50	М 100	М 200
Кратковременное	0,8	0,5	0,4	0,35
Длительное	2	12	0,8	0,6

Примечание. Величины податливости приняты при толщине шва 1 см.

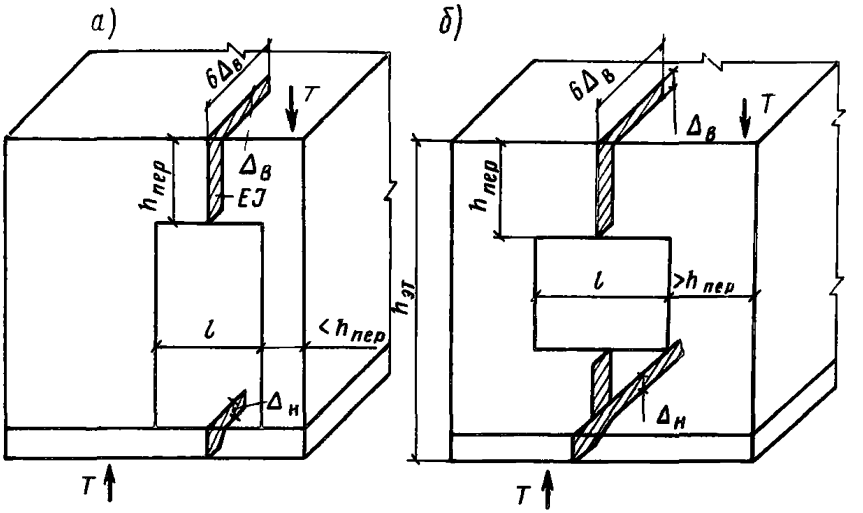


Рис. 41. Расчетные сечения околопроемных перемычек при защемлении в одной ветви (*а*) и в двух ветвях (*б*)

4.48. Коэффициент податливости растворного шва при изгибе рекомендуется определять по формуле

$$\lambda_и = 12\lambda_ш / \Delta_ш^3, \qquad (28)$$

где Δ – ширина шва.

4.49. Жесткости связей сдвига между вертикальными составными стержнями, образующими над- и под проемными перемычками в блоках допускается определять по формулам:

при защемлении перемычки в одном столбе (рис. 41,*а*)

$$\lambda_{сд} = l^3 h_{эт} / (3EI); \qquad (29)$$

при защемлении перемычки в двух столбах (рис. 41,*б*)

$$\lambda_{сд} = l^3 h_{эт} / (12EI), \qquad (30)$$

где l – ширина проема; EI – жесткость перемычки одного этажа.

При определении величины EI перемычек рекомендуется включать в рассматриваемое Г-образное сечение участки перекрытий шириной 6Δ (Δ – толщина участков перекрытий, примыкающих к стене с проемом).

5. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ НЕСУЩИХ БЕТОННЫХ ОБЪЕМНЫХ БЛОКОВ

Основные методические положения технико-экономической оценки

5.1. Определение технико-экономических показателей и оценка эффективности панельно-блочной конструктивной системы должны осуществляться в соответствии с общими методическими положениями по оценке эффективности капитальных вложений и действующими инструкциями

и указаниями по оценке проектных решений жилых домов. Вместе с тем следует учитывать специфические особенности рассматриваемой конструктивной системы. Для данной системы важным является вопрос эффективной загрузки монтажного оборудования, поскольку для панельно-блочной системы характерно сочетание объемных и пространственных элементов, имеющих значительную массу, с плоскостными элементами меньшей массы. Кроме того, при оценке рассматриваемых систем большую роль играет степень заводской готовности зданий, которая зависит от номенклатуры применяемых укрупненных элементов и степени их заводской готовности.

5.2. Усовершенствованная методика технико-экономической оценки зданий с применением несущих бетонных объемных блоков, позволяющая осуществить выбор наиболее экономичных проектных решений, а также выявить улучшения показателей в процессе развития этого вида домостроения, изложена в [12].

Порядок определения технико-экономических показателей и выполнение оценки устанавливается в зависимости от характера задач. При конструировании зданий с применением несущих объемных блоков основной задачей является выбор наиболее экономичных проектных решений, который определяется путем сравнительной оценки технико-экономических показателей нескольких взаимозаменяемых вариантов. Кроме того, одной из задач может быть выявление экономического эффекта от внедрения предлагаемого проектного решения в практику строительства взамен ранее применяемого решения.

5.3. К числу основных показателей, используемых при технико-экономической оценке проектных решений, относятся показатели объемно-планировочные, сметной стоимости жилых домов и капитальных вложений в производственную базу заводского строительного производства, годовых эксплуатационных расходов, построечных и заводских затрат труда, расхода основных строительных материалов, металлоемкости и энергоемкости заводского производства и продолжительности строительства жилых домов. Указанные показатели определяются на основе проектно-сметной документации, разрабатываемой по жилым домам и заводам, выпускающим объемные блоки. При анализе этих показателей следует иметь в виду, что они отражают сметный уровень стоимостных затрат и трудоемкости строительства.

Для оценки проектов показателей сметной стоимости строительства необходимо учитывать особенности существующей системы ценообразования. В настоящее время сметная стоимость объемных блоков определяется по Прейскуранту №06-08 оптовых цен на железобетонные изделия, ч.1, как сумма стоимостей отдельных плоскостных элементов с учетом соответствующих надбавок. Такой метод счета приводит к завышению стоимости блоков на 7–8% и соответственно завышению общей сметной стоимости строительно-монтажных работ на 2–4% (в зависимости от насыщенности здания объемными элементами). Определение оптовых цен включает в себя, как правило, пять плоскостных элементов, в связи с чем затраты на их формование должны быть меньше по сравнению с аналогичными затратами на формование плоскостных элементов.

Следует учитывать также, что в сметах на строительство зданий с применением объемных блоков накладные расходы принимаются в том же проценте от прямых затрат, как и в крупнопанельном домостроении. Это приводит к завышению показателей сметной стоимости строительства панельно-блочных зданий на 1,5 – 2%. В то же время сокращение построечной трудоемкости и продолжительности строительства с применением объемных блоков обеспечивает существенное снижение накладных рас-

ходов. Поэтому рекомендуется принимать норматив накладных расходов на монтаж объемных блоков в базисных условиях в размере 8,3% от прямых затрат, т.е. как это установлено на монтаж объемных сантехкабин. В сметах, привязанных к конкретным условиям строительства, размер накладных расходов на монтаж блоков устанавливается в зависимости от общего уровня накладных расходов для панельного домостроения с понижающим коэффициентом $K=0{,}615$.

5.4. Основным критерием эффективности при сравнительной технико-экономической оценке проектных решений является минимум приведенных затрат. Показатель приведенных затрат включает в себя текущие и единовременные затраты, приведенные к одинаковой размерности с помощью нормативного коэффициента экономической эффективности капитальных вложений, принимаемый 0,12 1/руб. [14]. При определении приведенных затрат рекомендуется использовать стоимостные показатели, исчисленные не в уровне сметной стоимости, а в уровне себестоимости изготовления изделий и выполнения строительно-монтажных работ, поскольку расчетной себестоимости отражают затраты более объективно, чем показатели сметной стоимости.

Показатели расчетной себестоимости изготовления изделий, их транспортирования и выполнения строительно-монтажных работ должны определяться по основным переделам заводского и строительного производства с использованием нормативов, приведенных в [12]. По этим же нормативам определяют показатели удельных капитальных вложений в заводское и строительное производство, транспортные средства, заводские и построечные затраты труда. При использовании указанных нормативов следует иметь в виду, что они отражают среднеотраслевой уровень затрат и в отдельных случаях могут быть скорректированы применительно к конкретным особенностям рассматриваемой технологии. Все перечисленные выше показатели затрат по плоскостным элементам определяются по нормативам, приведенным в [13].

5.5. Принятый вариант проектного решения должен быть эффективным не только в строительстве, но и обеспечивать общую народнохозяйственную эффективность. При определении народнохозяйственной эффективности следует учитывать социально-экономический эффект на стадии строительства зданий, достигаемый в результате перенесения части трудоемких процессов со строительной площадки на завод, где условия труда рабочих более благоприятные, а также экономический эффект от ускорения ввода объектов в действие, что находит отражение в ускорении оборачиваемости капитальных вложений и сокращении незавершенного производства.

Порядок определения показателей народнохозяйственной эффективности подробно изложен в [12]. Для укрупненных расчетов показателей народнохозяйственного эффекта, не учитываемого в составе приведенных затрат, повышение степени заводской готовности зданий на 1% обеспечивает народнохозяйственный эффект в размере 0,12 руб/м^2 приведенной общей площади здания.

Степень заводской готовности зданий характеризуется отношением заводской трудоемкости изготовления изделий к суммарным затратам труда, включающим заводскую и построечную трудоемкость. Определение этого показателя следует выполнять во всех случаях, используя нормативные показатели заводской к построечной трудоемкости. Степень заводской готовности зданий зависит от насыщенности здания объемными и пространственными элементами, а также от степени заводской готовности блоков, т.е. от того набора работ по отделке и комплектации объемных элементов,

которые выполняются в заводских условиях. Следует учитывать, что перенесение в заводские условия работ по комплектации объемных блоков инженерным оборудованием и их отделке сопряжено с дополнительными капитальными вложениями в заводское производство и дополнительными текущими расходами по содержанию производственных помещений, в которых осуществляются эти работы. Сопоставляя эти дополнительные затраты с экономией трудовых затрат, достигаемой при выполнении рассматриваемых видов работ в заводских условиях, можно выявить эффективность повышения заводской готовности зданий. При этом чем выше уровень механизации и автоматизации этих работ, тем больше сокращение затрат труда и тем выше будет эффективность . Повышение эффективности достигается также благодаря применению новых отделочных материалов.

5.6. Согласно [14] при сравнительной технико-экономической оценке конструктивных решений зданий должна быть обеспечена сопоставимость рассматриваемых вариантов по всем другим признакам, в частности по объемно-планировочным решениям, уровню отделки и применяемого инженерного оборудования, по мощности предприятий заводского производства и расстоянию доставки сборных изделий от завода до строительной площадки, по исходным нормативам и применяемым ценам. Исходя их этого сравниваемые жилые дома должны иметь одинаковую этажность, секционность, количество квартир в секции, среднюю общую площадь квартиры. В тех случаях, когда эталонное решение по указанным параметрам отличается от рассматриваемых вариантов, его показатели должны быть соответствующим образом скорректированы. С этой целью рекомендуется [15] использовать удельные расходы конструктивных элементов на 1 м^2 приведенной общей площади и показатели затрат на единицу конструктивного элемента. Стоимость инженерного оборудования, верхнего покрытия полов и отделочных материалов во всех вариантах принимается одинаковой, а затраты на установку оборудования, устройство полов, выполнение отделочных работ должны приниматься дифференцированно в зависимости от того, выполняются ли эти работы в заводских условиях или на строительной площадке. Сопоставимость должна быть обеспечена и в части конструкций, не зависящих от строительной системы (однослойные или трехслойные панели наружных стен, чердачная или бесчердачная крыша и т.п.)

Сравнительная оценка проектных решений может выполняться либо в базисных, либо в конкретных условиях строительства. В первом случае расчет показателей выполняется для условий территориального района при этом должна приниматься средняя мощность заводов сборного железобетона и расстояние доставки сборных железобетонных изделий, соответствующее базисным сметным ценам. При оценке проектов в конкретных условиях строительства должны приниматься местные цены, а мощность предприятий по выпуску сборных изделий и расстояние их доставки устанавливаются применительно к заданным условиям.

Проектные технико-экономические показатели зданий

5.7. По основным технико-экономическим показателям панельно-блочные здания занимают промежуточное положение между крупнопанельным и объемно-блочным домостроением. Для рассматриваемых систем характерно сокращение затрат труда на строительной площадке и суммарных по сравнению с крупнопанельным домостроением. Так, если в крупно-

панельном домостроении построечные затраты труда составляют 11,5 – 12 чел.ч/м^2 приведенной общей площади при варианте санузлов из отдельных элементов и 10,5 чел.ч/м^2 при применении сантехкабин, то в панельно-блочных зданиях построечная трудоемкость составляет в среднем 8 чел.ч/м^2, а суммарные затраты труда соответственно 20 – 21 чел.ч/м^2 в крупнопанельном домостроении и 18,5 – 19 чел.ч/м2 в смешанных системах. Вместе с тем для рассматриваемой системы характерно по сравнению с крупнопанельным домостроением увеличение удельных капитальных вложений в производственную базу. Объемно-блочное домостроение имеет меньшие по сравнению со смешанными системами показатели затрат труда (4,5 – 4 чел.ч/м^2 на стройплощадке и 17 – 17,5 чел.ч/м^2 – суммарные), но в то же время удельные капитальные вложения в производственную базу для этого вида домостроения наиболее высокие.

5.8. В панельно-блочных зданиях могут применяться блоки двух типов: массой до 20 т, для монтажа которых требуются краны большой грузоподъемности, и объемные блоки, масса которых не превышает 10 т – в этом случае используются краны, применяемые в крупнопанельном домостроении. Различие в крановом оборудовании отражается на показателях удельных капитальных вложений и себестоимости монтажа сборных элементов в части затрат на эксплуатацию машин и механизмов.

Так, если балансовая стоимость крана грузоподъемностью 100 кН составляет 35 – 40 тыс.руб., то балансовая стоимость крана КБ-674 грузоподъемностью 250 кН составляет 130 тыс руб., соответственно капитальные вложения в строительное производство увеличиваются в 2,5 раза, а затраты на эксплуатацию машин и механизмов почти в 2 раза. Одновременно с блоками большой массы монтируется значительное количество доборных плоскостных элементов, имеющих массу в 2–3 раза меньшую, чем масса блоков. На монтаже этих элементов кран большой грузоподъемности использовать неэффективно. Поэтому при разработке проектов следует стремиться к максимальному укрупнению доборных элементов.

Как один из вариантов целесообразной организации строительства панельно-блочных зданий может быть вариант применения двух монтажных кранов грузоподъемностью 200 – 250 кН (20 – 25 тс) и 100 кН (10 тс). Такой вариант применен, в частности, при возведении панельно-блочных домов в г. Хабаровске. Для того чтобы такой вариант был экономически целесообразным, необходимо обеспечить соответствующий фронт работ и ритмичную комплексную поставку изделий на строительную площадку.

5.9. Эффективность панельно-блочного домостроения зависит от номенклатуры применяемых объемных и пространственных элементов, степени их заводской готовности. Наибольший экономический эффект дают объемные элементы, в которых сосредоточено инженерное оборудование, и, кроме того, те элементы, которые встречаются в здании наиболее часто.

В первую очередь следует рекомендовать к внедрению в панельно-блочных домах с массой блоков до 10 т санитарно-технические и кухонные блоки, а в домах с массой блоков до 20 т – кухонно-санитарно-технические блоки. Благодаря применению таких блоков построечные затраты труда могут быть снижены в целом по зданию на 15 – 16%, а суммарные затраты труда на 5 – 6% по сравнению с крупнопанельными домами при варианте устройства в них сантехкабин, а по сравнению с крупнопанельными домами, где санитарно-технические узлы собираются из отдельных элементов, снижение построечных затрат труда составляет 27 – 28%, суммарных – 7 – 8%.

При этом следует обратить внимание на одну особенность, характер-

Таблица 4

Характеристика объемных и пространственных элементов	Экономия затрат труда			
	построечных		суммарных	
	чел.-ч	% от общих затрат по зданию	чел.-ч	% от общих затрат по зданию
Санитарно-технические блоки с коридором и встроенными шкафами	0,72 / 2,22	6,9 / 18,5	0,85 / 1,35	4,1 / 6,4
Кухонные блоки	1,02	9,7	0,41	2
Блоки комнат	0,32	3,1	0,14	0,7
Пространственные элементы:				
лоджий	0,17	1,6	0,45	2,2
лестнично-лифтового узла	0,03	0,3	0,04	0,2
кровли	0,03	0,3	–	–
Трехплоскостные элементы нулевого цикла	0,05	0,5	0,05	0,25

Примечания: 1. Показатели экономии затрат труда определены по сравнению с крупнопанельными домами.

2. В показателях, приведенных дробью: над чертой – по сравнению с вариантом сантехкабин, под чертой – по сравнению с вариантом санузлов из отдельных элементов.

3. Показатели по кухонным блокам приведены для случая применения их одновременно с сантехническими блоками (см. п. 5.9).

ную для панельно-блочных домов, в которых объемные блоки имеют размеры 3х3 м (3х3,2 или 3х3,6 м). Наибольшие показатели эффекта достигаются в таких зданиях при одновременном применении сантехнических и кухонных блоков. В этом случае блоки полностью заменяют плоскостные элементы в целой ячейке (панели внутренних стен и перекрытия) и число монтажных элементов сокращается в несколько раз. В том случае, когда применяются только сантехнические блоки, число монтажных элементов не снижается, так как практически все плоскостные элементы остаются, изменяются лишь их размеры, поэтому рекомендуется в панельно-блочных домах применять одновременно сантехнические и кухонные блоки.

Применение несущих блока-комнат обеспечивает значительно меньший эффект (3 – 3,5% по построечным затратам труда и 0,6 – 0,8% по суммарным). Уменьшение эффекта объясняется тем, что в этих блоках почти нет инженерного оборудования. Определенный эффект обеспечивают пространственные элементы лоджий, значительно меньший эффект обеспечивают пространственные элементы лестнично-лифтового узла, нулевого цикла, что объясняется прежде всего их относительно малым удельным весом в общих затратах труда по зданию в целом. Показатели снижения

затрат труда при применении объемных блоков и пространственных элементов приведены в табл. 4.

5.10. Эффект от применения объемных блоков зависит от степени их заводской готовности. В современных условиях рациональная степень заводской готовности блоков составляет около 80%, при этом часть отделочных работ (например, настилку чистых полов, оклейку стен обоями, окраску стен и потолков) целесообразно выполнять непосредственно на строительной площадке при условии, что все подготовительные операции для этих работ (нарезка линолеума, обоев, подготовка поверхности под окраску) выполняется на заводе. Это позволяет избежать повторного выполнения ряда работ на строительной площадке, вызванных необходимостью исправления дефектов, образующихся в процессе транспортирования и монтажа блоков. При таком повторном выполнении работ суммарные затраты труда возрастают, а фактически степень заводской готовности уменьшается.

5.11. Эффективность применения объемных элементов, в которых основные работы по их комплектации инженерным оборудованием и отделке выполняются в заводских условиях, во многом зависит от мощности предприятий заводского производства. На более крупных предприятиях благодаря большей механизации выполняемых работ, сокращению цеховых и общезаводских расходов снижается трудоемкость и себестоимость этих работ, а, значит, увеличивается эффект по сравнению с выполнением этих работ в построечных условиях. Экономия затрат труда при выполнении работ в заводских условиях приведена в табл. 5.

Таблица 5

Виды работ	Экономия затрат труда, чел.-ч/м^2 общей площади			
	построечных	суммарных при мощности завода, тыс. м^2 общей площади		
		60	110	210
Установка инженерного оборудования и электроосвещения:				
санитарных узлов	0,95	0,14	0,3	0,53
кухонь	0,6	0,04	0,15	0,31
Устройство встроенных шкафов и антресолей	0,10	0,04	0,05	0,07
Устройство полов:				
подготовка	0,305 / 0,152	0,01 / 0,005	0,067 / 0,033	0,023 / 0,011
чистые полы	0,135 / 0,067	0,010 / 0,005	0,033 / 0,016	0,067 / 0,033
Отделочные работы:				
подготовка поверхности под окраску	0,104 / 0,055	0,007 / 0,003	0,014 / 0,007	0,029 / 0,015
окраска стен и потолков	0,194 / 0,103	0,007 / 0,003	0,014 / 0,007	0,029 / 0,015

Продолжение табл. 5

Виды работ	Экономия затрат труда, чел.-ч/м² общей площади			
	построечных	в суммарных при мощности завода, тыс. м² общей площади		
		60	110	210
облицовка стен керамической плиткой в санузлах и кухнях	0,631 0,567	0,018 0,016	0,037 0,033	0,074 0,066
Устройство ограждений и полов:				
на балконах и лоджиях	0,15	0,03	0,05	0,08
лестничных клетках	0,1	0,02	0,03	0,05
Монтаж лифтов	0,9	0,19	0,25	0,48
Итого	4,169 3,744	0,512 0,492	0,995 0,926	1,742 1,66

Примечания: 1. При определении показателей на 1 м² общей площади дома средняя общая площадь квартиры принята 53 м².

2. В показателях, приведенных дробью, над чертой – при одновременном применении сантехнических и кухонных объемных блоков, под чертой – только сантехнических объемных блоков.

5.12. При одинаковом расходе материалов блоки меньших размеров в расчете на 1 м² площади блока требуют несколько больших затрат на формование – трудоемкость увеличивается на 0,16 чел.-ч, затраты на переработку – на 0,42 руб. Увеличивается трудоемкость и себестоимость монтажа блоков соответственно на 0,3 чел.-ч и на 0,85 руб/м². Капитальные вложения в заводское производство возрастают на 2,1 руб.·год/м², а в строительное производство снижаются на 1,1 руб.·год/м². Таким образом, применение объемных блоков массой до 20 т дает преимущество по сравнению с применением блоков массой до 10 т. Однако, учитывая, что элементы добора монтируются, как правило, в первом случае краном большой грузоподъемности, себестоимость монтажа здания в целом увеличивается примерно на 0,4 – 0,8 руб/м² общей площади, а удельные капитальные вложения на 0,2 – 0,3 руб.·год/м² общей площади. Следовательно, с учетом указанного фактора стоимостные показатели в обоих случаях практически сравниваются. Преимущество, которое остается при применении блоков больших размеров сводится таким образом, к определенной экономии затрат труда (0,2 чел.ч/м² общей площади) и возможности применения более расширенной номенклатуры блоков, в частности, блоков жилых комнат, имеющих массу более 10 т.

Технико-экономические обоснования создания производственной базы для строительства зданий с применением объемных блоков

5.13. Можно рекомендовать три основных пути создания производственной базы для строительства зданий с применением объемных блоков:

строительство новых заводов и дополнительных комбинатов, ориентированных на выпуск необходимой номенклатуры объемных блоков, пространственных и плоскостных элементов;

реконструкция действующих предприятий крупнопанельного домостроения и организация выпуска на этих предприятиях объемных и пространственных элементов, необходимых для развития панельно-блочного домостроения;

строительство новых предприятий (или создание новых цехов на действующих предприятиях) по выпуску объемных и пространственных элементов, которые в кооперации с действующими заводами КПД могут обеспечить развитие панельно-блочного домостроения.

Выбор того или иного пути зависит от прогнозируемых темпов развития жилищного строительства в конкретном регионе, состояния и перспектив развития в этом регионе материально-технической базы строительства. Так, создание новых предприятий (или цехов) целесообразно прежде всего в тех случаях, когда планируется увеличение общих объемов жилищного строительства или же существенное увеличение доли полносборного домостроения в общем объеме строительства, либо при относительно стабильных объемах жилищного строительства (как в целом, так и в части полносборного домостроения), в связи с отказом от выпуска изделий устаревших серий проектов, не отвечающих действующим СНиП, и перехода на новые серии проектов, необходимостью совершенствования технологии заводского производства и другими причинами. Мощность действующего предприятия в последнем случае может измениться лишь незначительно. Во всех случаях принятое решение должно исходить из соответствующих технико-экономических обоснований.

5.14. Наиболее массовое применение в практике строительства должно получить решение, при котором развитие панельно-блочного домостроения увязывается с реконструкцией действующих предприятий крупнопанельного домостроения. В стране действуют более 500 таких предприятий, а их суммарная мощность составляет около 60 млн.м^2 общей площади в год. В последние годы активно осуществляется перевод предприятий на выпуск изделий по типовым проектам. Одновременно с переводом этих предприятий на новые серии проектов может быть организован и выпуск изделий для панельно-блочного домостроения. Мощность существующего предприятия в этом случае может оставаться либо без изменений, либо может быть увеличена.

5.15. Для организации производства наиболее эффективных санитарно-технических и кухонных объемных блоков на предприятиях КПД, выпускающих изделия для панельных домов с малым шагом несущих стен (например, серия 90) и сантехкабинами, не требуется дополнительной производственной площади. Изготовление объемных элементов может быть организовано на площади главного корпуса завода вместо выпуска сантехкабин. Масса дополнительного оборудования, необходимого для выпуска объемных блоков составляет около 2,5 кг/м^2 общей площади в год. При этом масса оборудования, которое исключается, составляет также около 2,5 кг/м^2. При серийном производстве оборудования для объемных блоков его стоимость, следовательно, будет практически такой же, как

и стоимость оборудования для панельного домостроения. Поскольку производственная площадь при этом не увеличивается, затраты на строительно-монтажные работы при реконструкции предприятия сохраняются на том же уровне. Таким образом, в этом случае дополнительных капитальных вложений по сравнению с панельным вариантом не требуется.

В тех случаях, когда осуществляется переход от крупнопанельного домостроения к панельно-блочному на предприятиях уже выпускающих изделия для новых серий проектов, требуются дополнительные капитальные вложения, на замену оборудования, а также на выполнение определенного объема строительно-монтажных работ, связанных с частичной реконструкцией цеха. В расчете на 1 м^2 общей площади эти дополнительные капитальные вложения составляют 2,8 – 3 руб. год, в том числе стоимость оборудования 1,7 – 1,8 руб. год, строительно-монтажных работ 1,1 – 1,2 руб. год.

5.16. При строительстве нового цеха по выпуску объемных и пространственных элементов при действующем предприятии крупнопанельного домостроения общая мощность предприятия увеличивается. Прирост мощности зависит от номенклатуры объемных и пространственных элементов, их удельного веса в общей номенклатуре изделий. Так, при применении санитарно-технических и кухонных блоков, площадь которых составляет более 30% от средней площади квартиры, мощность предприятия может быть увеличена на 30%. В этом случае по сравнению с КПД капитальные вложения, связанные с организацией выпуска объемных блоков больше чем на 1,2 – 2 руб.в расчете на 1 м^2 общей площади расширенного годового выпуска продукции. При большем увеличении мощности это превышение составит 1–1,5 руб(.)год, при меньшем увеличении мощности – до 3 руб(.)год

Для конкретных расчетов дополнительных капитальных вложений рекомендуется пользоваться нормативами удельных капитальных вложений [16], либо проектно-сметной документацией на реконструкцию и расширение домостроительных предприятий.

5.17. При выборе варианта создания производственной базы следует учитывать, что при реконструкции с одновременным расширением действующих заводов капитальные вложения используются наиболее эффективно. Так, при приросте мощности на 40% к исходной, удельные капитальные вложения на единицу прироста мощности составляют 57% от капвложений в новое строительство, при приросте на 60 –53% ([16], табл. 6). Поэтому во всех случаях, когда такое увеличение мощности возможно, следует идти по этому пути.

5.18. При создании новых предприятий панельно-блочного домостроения объем необходимых капитальных вложений может быть определен применительно к нормативам [15] на объемно-блочное и крупнопанельное домостроение, исходя из соотношения объемных и плоскостных элементов. При этом следует иметь в виду, что капвложения в расчете на единицу годового выпуска продукции зависят от мощности предприятия. Так, при увеличении мощности заводов КПД со 115 тыс.м^2 общей площади в год до 140 тыс. м^2 удельные капвложения в расчете на 1 м^2 общей площади уменьшаются на 10%, а при увеличении мощности до 200 тыс. м^2 – еще на 7,5%. По заводам объемно-блочного домостроения при увеличении мощности с 100 тыс. м^2 общей площади в год до 160 тыс.м^2 удельные капвложения уменьшаются на 16%.

Технико-экономическое обоснование выбора конструктивных систем здания и определение рациональных областей их применения

5.19. Технико-экономическое обоснование выбора конструктивных систем здания в различных условиях строительства должно осуществляться в соответствии с основными положениями Руководства [15] и настоящими Рекомендациями (пп. 5.1 – 5.6).

5.20. Прогнозируемые технико-экономические показатели по девятиэтажным жилым домам приведены в табл. 6. Из этих данных следует, что

Таблица 6

Показатели	Единица измерения	Показатели на 1 м^2 приведенной общей площади		
		объемно-блочные здания	панельно-блочные здания с массой блока, т, до	
			20	10
Удельные капитальные вложения	руб./год	115–120	105–110	90–100
В том числе в заводское производство	то же	90–95	80–85	75–80
Себестоимость изготовления комплекта изделий	руб.	80–85	70–75	65–70
Оптовая цена комплекта изделий	»	95–100	85–90	75–85
Затраты труда	чел.-ч.	14–15	16–17	16–17
В том числе:				
на заводе	»	11–12	10–11	9–10
на стройплощадке	»	3–3,5	6–6,5	7–7,5
Расход основных строительных материалов:				
бетон	м^3	0,65	0,7	0,7
сталь натуральная	кг	19,5–20	19,5–20	19,5–20
цемент	»	180–190	190–200	190–200
Сметная стоимость строительства в базисных ценах	руб.	130–135	130–135	130–135
Эксплуатационные затраты	руб./год	9–9,5	9–9,5	9–9,5
Приведенные затраты	руб.	205–210	210–215	210–215
Энергоемкость заводского производства (расход условного топлива)	кг	160–170	165–175	165–175

Примечание. Все стоимостные показатели даны в уровне цен 1984 г. при мощности завода 110 тыс. м^2 общей площади в год.

панельно-блочное домостроение с массой блоков до 20 т по сравнению с панельно-блочным с массой блоков до 10 т при одинаковых суммарных показателях затрат труда обеспечивают экономию построечных трудозатрат, однако удельные капитальные вложения несколько увеличиваются.

5.21. Исходя из изложенного выше рекомендуется в первую очередь развивать панельно-блочное домостроение с массой блоков до 10 т, для которого может быть использована существующая база крупнопанельного домостроения. При этом в панельно-блочных зданиях следует предусматривать применение элементов, обеспечивающих наибольший эффект – санитарно-технических и кухонных объемных блоков, пространственных элементов лоджий. В дальнейшем должны найти применение и другие элементы – объемные элементы кровли и нулевого цикла, лестнично-лифтового узла и т.п.

5.22. Панельно-блочное домостроение с массой блоков до 20 т может быть рациональным при создании новых предприятий. Важным условием для достижения эффекта при этом является достаточно высокая насыщенность зданий объемными и пространственными элементами, укрупнение плоскостных элементов, при котором обеспечивается полноценное использование монтажных кранов большой грузоподъемности, характерных для этого вида домостроения.

5.23. Для развития панельно-блочного домостроения требуются относительно небольшие дополнительные капитальные вложения по сравнению с развитием крупнопанельного домостроения. В то же время строительство зданий с применением объемных блоков может обеспечить по сравнению с КПД существенное сокращение построечной трудоемкости, а также суммарных затрат труда. Продолжительность возведения панельно-блочных зданий на 20 – 25% меньше продолжительности возведения крупнопанельных зданий, кроме того, обеспечивается социально-экономический эффект благодаря улучшению труда рабочих, достигаемому при перенесении со стройплощадки на завод наиболее трудоемких работ.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ МАЛЫХ ОБЪЕМНЫХ БЛОКОВ

В настоящем приложении приведен расчет малых объемных блоков с размером в плане до 3,6х3,6 м.

Определение усилий и перемещений граней блока при действии вертикальной нагрузки следует производить с учетом начальных эксцентриситетов $e_н = 2$ см в горизонтальных швах между блоками. Учет в расчетной модели платформенного поддона (см. рис. 42,*б*) уменьшает максимальные перемещения из плоскости грани на 8 – 10% по сравнению с моделью блока с встроенным поддоном (рис. 43,*б*). Учет в расчетной модели объемного блока внутренних перегородок уменьшает максимальные перемещения из плоскости грани на 35 – 70% по сравнению с расчетной моделью блока без перегородок.

Программы "СУПЕР-76"(НИИАС), "ПАРСЕК" и "РАПИД" (Киев-ЗНИИЭП) рассчитывают блок по недеформированной схеме, что в практических расчетах может привести к существенному занижению максимальных усилий и перемещению граней блока.

Для блоков без перегородок необходимо производить уточнения результатов, полученных в расчете по недеформированной схеме. Изгибающие моменты по деформированной схеме $M_y^д$ определяются по формуле

$$M_y^д = M_y^н / (1 - N_y / N_{кр}),$$

где $M_y^н$ – изгибающие моменты, действующие из плоскости грани по недеформированной схеме;

N_y – вертикальное усилие в горизонтальных швах между блоками в объемно-блочном столбе;

$N_{кр}$ – минимальные значения критических усилий;

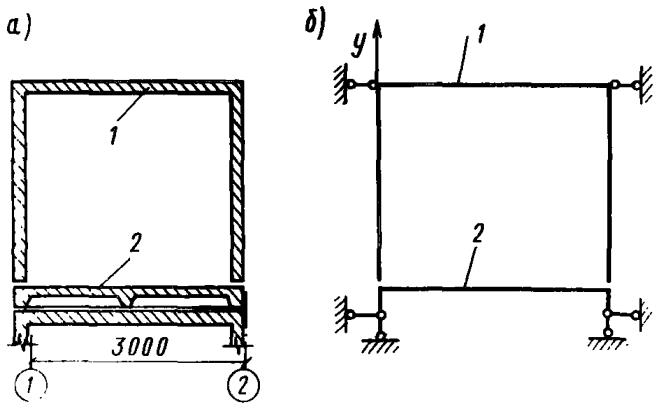


Рис. 42. Поперечное сечение (*а*) и расчетная схема (*б*) малого блока
1 – "колпак" блока; *2* – платформенный поддон

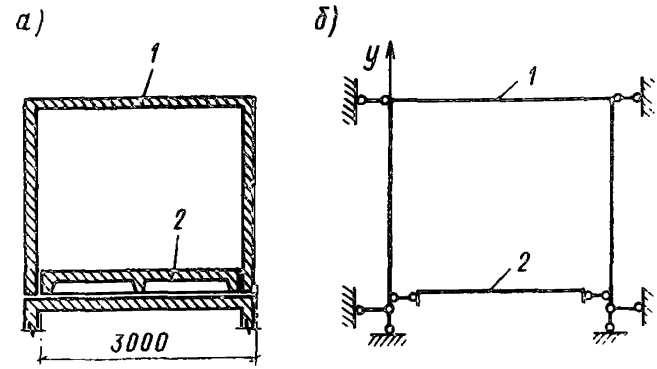


Рис. 43. Поперечное сечение (*а*) и расчетная схема (*б*) малого блока
1 – "колпак" блока; *2* – встроенный поддон

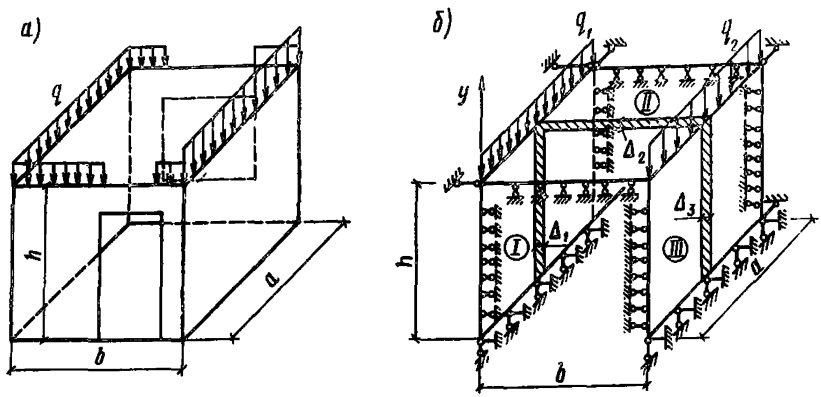


Рис. 44. Схема нагрузок (*а*) и пространственная расчетная схема (*б*) малого блока Ⅰ – Ⅲ – номера граней

$$N_{кр} = \alpha N^{o}_{кр}, \qquad (32)$$

где $N^{o}_{кр}$ – критическая вертикальная нагрузка для конструкции блока; α – коэффициент, учитывающий влияние формы опирания блока на блок и на поддон.

При определении $N^{o}_{кр}$ расчетная схема принимается в виде пространственной рамы, составленной из трех пластин – глухих граней блока (рис. 44).

Фактическая величина нагрузки q_1 и q_2 распределяется между двумя вертикальными гранями. q_1 – суммарная вертикальная нагрузка от вышележащих блоков, приходящаяся на половину поперечного сечения блока со стороны грани Ⅰ и распределенная по длине этой грани; q_2 – суммарная вертикальная нагрузка от вышележащих блоков, приходящаяся на половину поперечного сечения блока со стороны грани Ⅲ и распределенная по длине этой грани. $N^{o}_{кр}$ следует определять по формуле

$$N^{o}_{кр} = 4\pi^2 (D^{Ⅰ} + D^{Ⅲ})/a^2 + 4 D^{Ⅱ} b\pi^2/(ha^2), \qquad (33)$$

где $D^{Ⅰ}, D^{Ⅱ}, D^{Ⅲ}$ – цилиндрические жесткости пластин (грани блока)

$$D^{I}=\frac{E\Delta_{I}^{3}}{[12(1-\mu^{2})]};\quad D^{II}=\frac{E\Delta_{II}^{3}}{[12(1-\mu^{2})]};\quad D^{III}=\frac{E\Delta_{III}^{3}}{[12(1-\mu^{2})]},\qquad(34)$$

где a,b,h,Δ– геометрические размеры пластин.

Численные значения коэффициента α должны приниматься следующими: при расчете объемного блока с платформенным поддоном – α=1,2; при расчете объемного блока с встроенным поддоном – α=1,1; при отсутствии поддона α = 1.

Проверка прочности сечений блока производится как для бетонных элементов в соответствии с прил.3.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

РАСЧЕТ СИММЕТРИЧНОЙ РАМЫ С ДОПОЛНИТЕЛЬНЫМИ СВЯЗЯМИ НА ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ

В расчетную схему рамы (см. рис. 31,*в*) введены дополнительные по сравнению с двухшарнирной рамой упругие связи, имитирующие соединения в углах с помощью растворных швов стен блока с панелью пола жесткостью $C_н$ и панели потолка нижнего этажа с панелью пола верхнего этажа жесткостью $C_в$.

Нагрузка на раму делится на симметричную и кососимметричную (см. рис. 31,*г,д*) относительно вертикальной оси симметрии.

Изгибающие моменты и углы поворота в узлах рамы определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned}
M_{1вс}&=[3(M_{св}+M_с)+ql^2/4+X_с\mu+M_с\lambda\mu l]/\nu;\\
M_{1гс}&=\mu[ql^2/(4\mu)-2M_{св}+X_с-2M_с+\lambda M_с]/\nu;\\
M_{2вс}&=X_с+M_с\lambda;\\
M_{2гс}&=X_с+(\lambda+1)M_с-M_{сн};
\end{aligned}\right\}\qquad(35)$$

$$\left.\begin{aligned}
\varphi_{1с}&=l\mu[M_{св}+M_с-(X_с+M_с\lambda)/2+ql^2/12]/(I_в\nu);\\
\varphi_{2вс}&=l\mu[-M_{св}-M_с+(X_с+M_с\lambda)(2\mu^2+7\mu+6)/\nu-ql^2/12]/(2I_в\nu);\\
\varphi_{2гс}&=l(ql^2/12+M_{сн}-X_с-M_с-M_с\lambda)/(2I_н);
\end{aligned}\right\}\qquad(36)$$

$$\left.\begin{aligned}
M_{1вк}&=[(M_{кв}+M_к)+X_к\mu+M_к\gamma\mu l]/\theta;\\
M_{1гк}&=\mu[2(M_{кв}+M_к)-X_к-M_к\gamma]/\theta;\\
M_{2гк}&=-M_{кн}+X_к+M_к(1+\gamma);\\
M_{2вк}&=X_к+M_к\gamma;
\end{aligned}\right\}\qquad(37)$$

$$\left.\begin{aligned}
\varphi_{1к}&=l\mu(2M_{кв}+2M_к-X_к-M_к\gamma)/(6\theta J_в);\\
\varphi_{2вк}&=l\mu\{-M_{кв}-M_к+(X_к+M_к\gamma)(7\mu^2+6\mu+2)/\theta\}/(6\theta J_в);\\
\varphi_{2гк}&=l[M_{кн}-X_к-M_к(1+\gamma)]/(6J_н),
\end{aligned}\right\}\qquad(38)$$

где $M_{1в}$, $M_{1г}$ – внутренние изгибающие моменты в вертикальном и горизонтальном элементах узла *1* (рис. 31,*г*), $M_{2в}$, $M_{2г}$ – то же, узла *2*; φ_1 – угол поворота узла *1*; $\varphi_{2в}$ – угол поворота вертикального элемента узла *2*; $\varphi_{2г}$ – угол поворота горизонтального элемента узла 2;

Индексы "с" и "к" в перечисленных величинах M и φ означают симметричный или кососимметричный вид нагрузок.

Положительные направления величин M и φ в узлах показаны на рис. 31, *г*,*д*.

M_c и $M_к$ – величины внутренних (между блоками) моментов, действующих в связях жесткостью $C_в$ соответственно при симметричной и кососимметричной нагрузках;

X_c и $X_к$ – величины внутренних моментов, действующих в связях жесткостью $C_н$, соединяющих стойки и нижний ригель рамы, при рассмотрении блока как отдельной конструкции – при симметричной и кососимметричной нагрузках.

$$M_c = -l\,[M_{cв}\,m - X_c\,m/2 + q l^2 m/12 - \rho l^2 \eta\nu/24 + (M_{cн} + X_c)\eta\nu/2]/(\beta\nu); \quad (39)$$

$$M_к = -l\,[2 M_{кв}\,m - X_к\,m + (M_{кн} + X_к)\eta\theta]/(6\theta\alpha); \quad (40)$$

$$X_c = (M_{cв}\,m/2 - M_{cн}\eta\nu/2 + q l^2 m/24 + \rho l^2 \eta\nu/24)/(\rho\nu); \quad (41)$$

$$X_к = (M_{кв}\,m/\theta + M_{кн}\eta)/(6\psi); \quad (42)$$

$$\beta = l m/\nu - \lambda l m/(2\nu) + (1+\lambda)\, l\eta/2 + EI_в/C_в; \quad (43)$$

$$\alpha = l m/(3\theta) - \gamma l m/(6\theta) + (1+\gamma)\, l\eta/6 + EI_в/C_в; \quad (44)$$

$$m = I_в h/(I_c l); \quad \eta = I_в/I_н; \quad \nu = 2m + 3; \quad \theta = 2m + 1, \quad (45)$$

$$\lambda = m/(2\nu\rho) - \eta/(2\rho); \quad \gamma = m/(6\theta\psi) - \eta/(6\psi); \quad (46)$$

$$\rho = m(2m^2 + 7m + 6)/(2\nu^2) + \eta/2 + EI_в/(l\,C_н); \quad (47)$$

$$\psi = m(7m^2 + 6m + 2)/(6\theta^2) + \eta/6 + EI_в/(l\,C_н). \quad (48)$$

Формулы (35) – (38) могут быть использованы для определения величин M и φ в блоках типа "колпак" и "лежащий стакан" (в последнем случае следует принимать $1/C_н = 0$) в системе столба и в несвязанных, отдельно стоящих блоках (при $C_в = M_к = M_0 = 0$).

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

ПРЕДЕЛЬНАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ БЕТОННЫХ СЕЧЕНИЙ СТЕН

Предельную несущую способность при внецентренном из плоскости сжатия средних по высоте этажа бетонных сечений участков стен прямоугольной формы (рис. 45) можно определять по формуле

$$N_{ст} = k R_{пр.б} F \varphi_б, \quad (49)$$

где k определяется по указаниям п. 12.48 инструкции [10]. Для бетонов, кроме ячеистых, $k=1$; $R_{пр.б}$ – расчетная призменная прочность бетонной панели; F – площадь сечения участка стены. Для прямоугольных сечений $F = bh$ (h – толщина сечения; b – ширина сечения);

$\varphi_б$ – коэффициент, суммарно учитывающий влияние продольного изгиба, начальный эксцентриситет вертикальной силы e_o в расчетном сечении и расстояние от закрепленного торца стены до центра рассматриваемого участка.

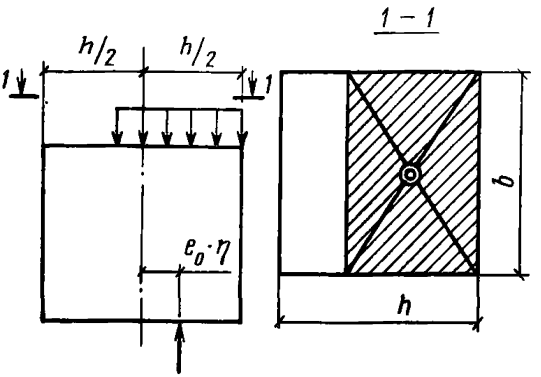


Рис. 45. Расчетная схема сечения стены при внецентренном сжатии

При $l_0/h \geq 4$, т.е. практически во всех случаях:

Для сечений, отстоящих от закрепленного торца стены на расстоянии $x \geq l_0$ или у края проемов $x = l_1$ (рис. 34).

$$\varphi_б = 0{,}5\left[n_{кр} + 1 - \sqrt{(1-n_{кр})^2 + 8n_{кр}e_0/h}\right]. \qquad (50)$$

Здесь l_0 определяется по п. 4.30; $e_0 = M/N$,

где M – максимальная величина момента из плоскости сечения в средней трети высоты элемента; N – вертикальная сжимающая сила в элементе.

$$n_{кр} = N_{кр}/(kR_{пр}F), \qquad (51)$$

где $N_{кр}$ – условная критическая сила, определяемая по формуле (54).

Для сечений объемных блоков, расположенных ближе к закрепленному краю $l_0 \geq x > 0$ (рис. 34), может быть учтено повышение несущей способности благодаря снижению по сравнению с более далекими от краев участками величин прогибов из плоскости, исходя из линейного распределения эпюры η от $\eta = 1$ при $x = 0$

до $\eta = 1/(1 - N/N_{кр})$ при $x = l_0$.

$$\varphi_б = 0{,}5\left[n_{кр} + 1 - 2e_0/h + 2e_0/h \cdot x/l_0 - \right.$$

$$\left. - \sqrt{(n_{кр} + 1 - 2e_0/h + 2e_0/h \cdot x/l_0)^2 - 4n_{кр} + 8n_{кр}e_0/h}\right]. \qquad (52)$$

Если край проема, ближайший к закрепленному вертикальному торцу стены, расположен на расстоянии $l_1 \leq l_0$, то для промежуточных сечений при $0 \leq x \leq l_1$ следует в формуле (52) подставить вместо l_0 значение l_1.

Повышение несущей способности может учитываться и для коротких стенок длиной $l < 2l_0$, при отсутствии в них проема (см. рис. 34, *в*).

В этом случае при $x \leq l/2$ в формуле (52) следует вместо l_0 подставлять величину $l/2$.

Величина коэффициента $\varphi_б$ из условия не превышения предельного эксцентриситета $[e]$ ограничивается

$$\varphi_б \leq n_{кр}(1 - e_0\eta/[e]). \qquad (53)$$

Величина $[e]$ принимается меньшей из следующих величин.

В зависимости от сочетания нагрузок: при основном сочетании $0{,}45h$; при особом $0{,}475h$.

В зависимости от вида и марки бетона: для бетона марки М100 и выше $(h/2 - 1)$ см.

Условная критическая сила $N_{кр}$ для бетонных сечений вычисляется по формуле

$$N_{кр} = 6{,}4 F_б I k_{EI} / (k_{дл} l_0^2), \qquad (54)$$

где $E_б$ – начальный модуль упругости панели; I – момент инерции горизонтального сечения элемента; k_{EI} – коэффициент, учитывающий снижение жесткости сечения в предельном состоянии из-за развития пластических деформаций и образования трещин. Для бетонов (кроме силикатных) $k_{EI} = 0{,}11/(0{,}1 + t) + 0{,}1$.

Для силикатных бетонов

$$k_{EI} = 0{,}2/(0{,}15 + t),$$

t принимается равным e_0/h, но не менее

$$t \geqslant 0{,}5 - 0{,}01 l_0/h - t_0 R_{пр},$$

$t_c = 0{,}001$ – для всех бетонов, кроме плотных силикатных, для которых $t_0 = 0{,}0012$;

$$k_{дл} = 1 + \beta_{дл} M_1^{дл}/M_1,$$

где $k_{дл}$ – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на уменьшение критической силы; $\beta_{дл}$ – коэффициент, определяемый в зависимости от вида бетона по табл. 29 [10]; $M_1^{дл}$ – момент сжимающих сил относительно растянутой или наименее сжатой грани сечения от действия постоянных и длительных нагрузок. M_1 – то же, от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

ФОРМУЛЫ ДЛЯ ПРИБЛИЖЕННОГО РАСЧЕТА ОБЪЕМНЫХ БЛОКОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ И В СТАДИИ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ

1. Приближенные формулы для определения эквивалентной сдвиговой жесткости панелей с проемом.

Панель наружной стены с оконным проемом (рис. 46,*а*)

$$[G] = 12 \cdot 0{,}85 E / (b_p h_p n), \qquad (55)$$

где

$$n = i_в m^2 + i_н (1-m)^2 + 2 i_c (1 - 3m + 3m^2); \qquad (56)$$

$$m = (3 i_c + i_н)/(6 i_c + i_н + i_в); \qquad (57)$$

$$i_в = b_p / I_p;\ i_н = b_p / I_н;\ i_c = h_p / I_c. \qquad (58)$$

Панель наружной стены с балконным проемом (рис. 46,*б*)

$$[G] = \frac{0{,}85 E}{[h^2 b/(6 I_c) + h b^2/(12 I_в)]}. \qquad (59)$$

Внутренняя стена с проемом у края, опирающаяся на две опоры (рис. 46,*в*),

$$[G] = 0{,}85 E / \{h d^3/[3 a E (I_в + I_н)] + 1/(\Delta G)\}. \qquad (60)$$

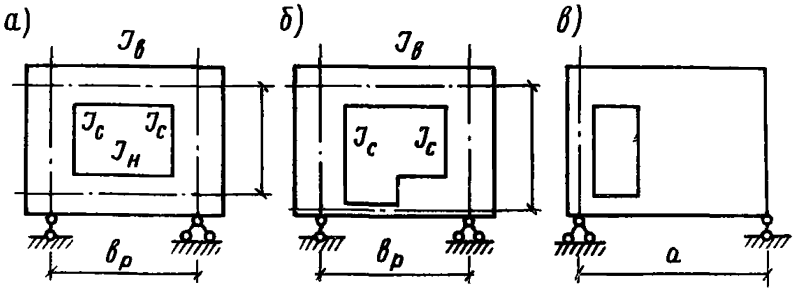


Рис. 46. Схемы стен с проемами оконным (*а*), балконным (*б*), дверным (*в*)

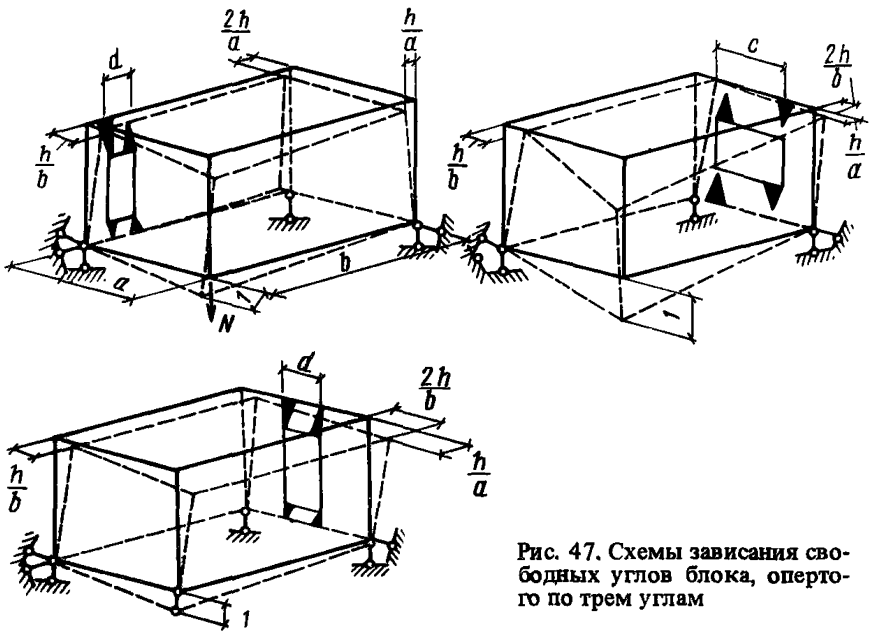


Рис. 47. Схемы зависания свободных углов блока, опертого по трем углам

При определении $I_в$ могут быть учтены участки монолитно связанных смежных граней шириной 6Δ.

2. Несущая способность блока, свободно опертого по трем углам. При изломе продольной грани с проемом по рис. 47*а*.

$$P \leqslant 48a \Sigma M_i / (18da - 12d^2 - b^2), \qquad (61)$$

где P – массы блока, с учетом коэффициента перегрузки, ΣM_i – сумма моментов внутренних сил во всех пластических шарнирах вокруг проема соответствующей грани (i=1,2,3,4);

$$M_i = \Sigma R_{a_i} F_{a_i} z_i, \qquad (62)$$

где R_{a_i}, F_{a_i} – расчетное сопротивление и площадь сечения арматуры в сечении по i-ой трещине. Суммирование по формуле (62) производится для всех растянутых стержней; z_i – плечо внутренней пары сил, принимаемое равным 0,9 h; где h – высота сечения.

При изломе блока по фасадной панели с образованием вертикальных трещин (рис. 47,*б*)

$$P \leq 8 \Sigma M_i / c. \qquad (63)$$

При изломе по внутренней торцевой грани с проемом (рис. 47, *в*)

$$P \leq 8 \Sigma M_i / d. \qquad (64)$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

РАСЧЕТ СОСТАВНОГО СТЕРЖНЯ ИЗ ДВУХ ВЕТВЕЙ НА СЖАТИЕ ОСЕВЫМИ СИЛАМИ ПРИ ОТСУТСТВИИ ИЗГИБА [17]

1. Учет стадийности монтажа с изменением расчетной схемы по рис. 27,*д*.

Усилия в уровне верха первого этажа.

Сдвигающие напряжения в вертикальном шве между ветвями

$$\tau_{x=h_{эт}} = [\Delta \lambda sh(\lambda h_{эт}) \sum_{i=1}^{n-1} 1/ch(i\lambda h_{эт})]/\gamma. \qquad (65)$$

Суммарная сила сдвига

$$T_{x=h_{эт}} = \Delta[ch(\lambda h_{эт}) \sum_{i=1}^{n-1} 1/ch(i\lambda h_{эт}) - n + 1]/\gamma. \qquad (66)$$

Осевые усилия в ветвях

$$\left.\begin{aligned} N_{1x=h_{эт}} &= -P_1(n-1) - T_{x=h_{эт}}; \\ N_{2x=h_{эт}} &= -P_2(n-1) + T_{x=h_{эт}}, \end{aligned}\right\} \qquad (67)$$

$$\left.\begin{aligned} \Delta &= P_1/(EF_1) - P_2/(EF_2); \\ \gamma &= 1/(EF_1) + 1/(EF_2); \\ \lambda &= \sqrt{\varepsilon\gamma}, \end{aligned}\right\} \qquad (68)$$

где P_1, P_2 – нагрузки на левую и правую ветви, прикладываемые при монтаже конструкций каждого этажа, F_1, F_2 – площади горизонтального сечения ветвей; ε – жесткость связей вертикального сдвига в шве между ветвями, кН/м^2 (тс/м^2), определяется по п. 4.45; $h_{эт}$ – высота этажа; n – количество этажей.

2. Нагружение силами, равномерно распределенными по высоте стержня (рис. 27,*г*).

$$\tau = [P_2/(EF_2) - P_1/(EF_1)][ch\lambda x - (sh\lambda l/ch\lambda l)sh\lambda x - 1]/\gamma; \qquad (69)$$

$$T = [P_2/(EF_2) - P_1/(EF_1)][sh\lambda x/\lambda - sh\lambda l\, ch\lambda x/(\lambda ch\lambda l) + l - x]/\gamma; \qquad (70)$$

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= -P_1(l-x) - T; \\ N_2 &= -P_2(l-x) + T, \end{aligned}\right\} \qquad (71)$$

где P_1, P_2 – силы, равномерно распределенные по высоте составного стержня; l – высота стержня $l = nh_{эт}$; x – текущая координата высоты. В основании стержня $x = 0$.

ПРИМЕР РАСЧЕТА БЛОК-СЕКЦИИ

1. Определение нагрузок

Требуется рассчитать 9-этажную блок-секцию здания блочно-панельной конструктивной системы, принятую (с некоторыми изменениями) на основе блок-секции Э-179-015, разработанной САПМ-4 ЦНИИЭП жилища.

Объемные блоки типа "колпак" расположены по торцам секции в осях 1 – 2 и 10 – 11 (рис. 48). По осям *2* и *10* опирание панелей перекрытий производится на стены объемных блоков (по узлу рис. 49). Объемные блоки – с опиранием по всему контуру стен (кроме проемов).

Толщина элементов блоков: наружной стены колпака – 8 см; внутренней смежной с панельным пролетом стены – 10 см, других внутренних стен – 6 см; потолка – 5 см; плиты пола – 5 см; с контурными ребрами 18 см и промежуточными ребрами (в одном направлении) – 14 см.

Толщина вертикальных панелей 16 см; перекрытий – 16 см; высота типового этажа (от пола до пола) 2,8 м, высота отдельного блока $h_{бл}$ = 2,6 м. Покрытие бесчердачное.

Наружные стены трехслойные, с внутренним несущим слоем (в панельной части) и навесные – в объемных блоках.

Соединение наружных стен с внутренними считается не передающим усилий вертикального сдвига.

Размеры проемов см. на рис. 48.

Внутренние стены и блоки из тяжелого бетона марки М200. Начальный модуль упругости бетона 180×10^2 МПа ($180 \cdot 10^3$ кгс/см^2).

Расчетные сопротивления $R_{пр.б}$, $R_{пр.ж}$, $R_{р.б}$, $R_{р.ж}$ для различных элементов здания с учетом коэффициентов условий работы приведены в табл. 7.

$R_{пр}$ = 9 МПа (90 кгс/см^2).

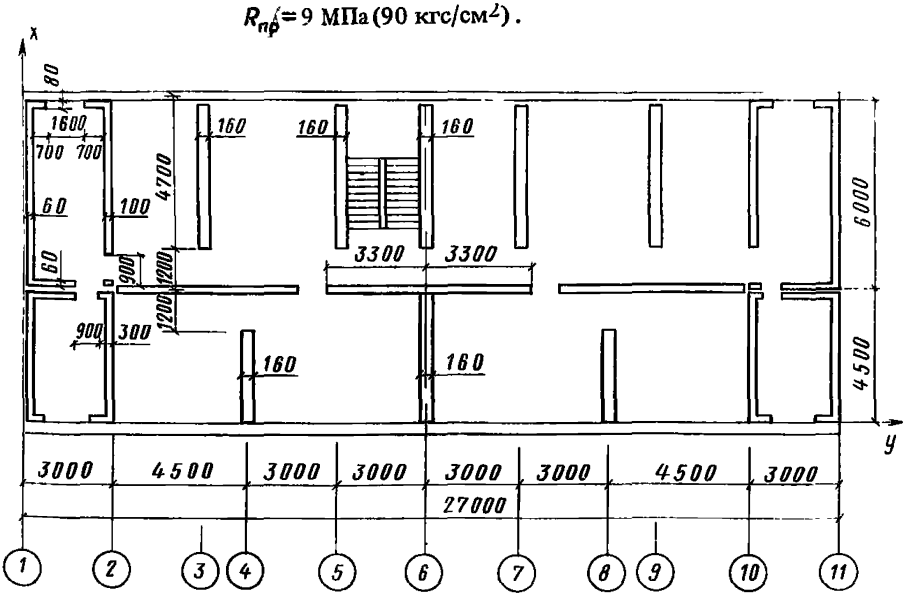


Рис. 48. План-блок секции

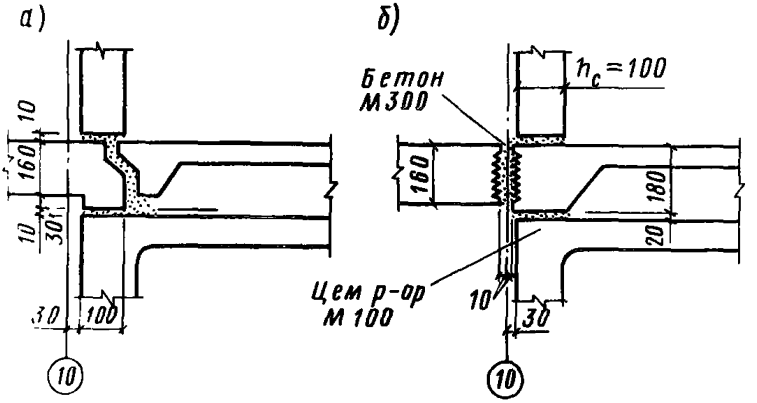


Рис. 49. Узел опирания панелей перекрытия на блок
а – в сечении по "пальцам"; *б* – в сечении между "пальцами"

Таблица 7

Наименование элементов	Сочетание нагрузок	$R_{пр\,б}$, $R_{пр\,ж}$, МПа·10	$R_{р\,б}$, $R_{р\,ж}$, МПа·10
Несущие стены объемных блоков и стеновые панели	I (только при длительных нагрузках)	58	5,7
	II (при длительных и кратковременных нагрузках)	76	7,4
Горизонтальные элементы объемных блоков (горизонтального формования)	I	76	
	II	99	
Панели перекрытий (кассетного бетонирования)	I	65	
	II	84	

Коэффициент $\beta_{д,л}$=1 при расчете прочности сечений.

Раствор горизонтальных швов марки М 100. Коэффициент податливости при кратковременном сжатии растворного горизонтального шва между панелями и объемными блоками, а также между объемными блоками и их элементами $\lambda_{ш}$=0,4·10^{-4} см^3/Н (0,4·10^{-3}см^3/кгс); при длительном сжатии $\lambda_{ш}$= 0,8·10^{-4} см^3/Н (0,8·10^{-3} см^3/кгс). Коэффициент податливости связи вертикального сдвига в пересечении стен по осям 6 и Б за счет платформенного стыка перекрытий равен [10] $\lambda_{сд.пер}$ = 5·10^{-7} см^3/Н (5·10^{-6} см^3/кгс) [10].

Скоростной напор ветра принят для У территориального района q_0= 700 Н/м^2 (70кгс/м^2).

Тип местности Б.

Снеговые нагрузки для III территориального района $p_0 = 1000 Н/м^2$, (100 кгс/м²). Масса блока (без наружной стены) размером 3х6 м (в осях) 15 т; размером 3х4,5 м – 12,5 т.

Масса навесных двухслойных наружных стен объемных блоков в шаге 3 м – 2,5 т; трехслойных стен панельной части – 1,4 т на 1 м длины фасада.

Лоджии являются приставными; вертикальные нагрузки от них передаются на собственные фундаменты.

2. Оределение жесткостных характеристик

Определяем приведенные жесткости вертикальных элементов без учета их работы на сдвиг. Схема вертикальных элементов показана на рис. 50. Столбы объемных блоков в соответствии с п. 4.8 заменяются монолитными стержнями двутаврового сечения; элементы 6,7,8,10 – стержнями прямоугольного сечения жесткостью перемычек в этих элементах пренебрегаем. Элементы 9 и 11 объединяют в составной стержень.

Кратковременный модуль деформаций $E_{кр} = E_б \cdot \rho$, где ρ учитывает увеличение деформаций при кратковременной ползучести бетона. Для цементного тяжелого бетона по $[10]$ $\rho = 0,85$

$$E_{кр} = 180 \cdot 10^2 \cdot 0,85 = 153 \cdot 10^2 \text{ МПа } (153 \cdot 10^3 кгс/см^2).$$

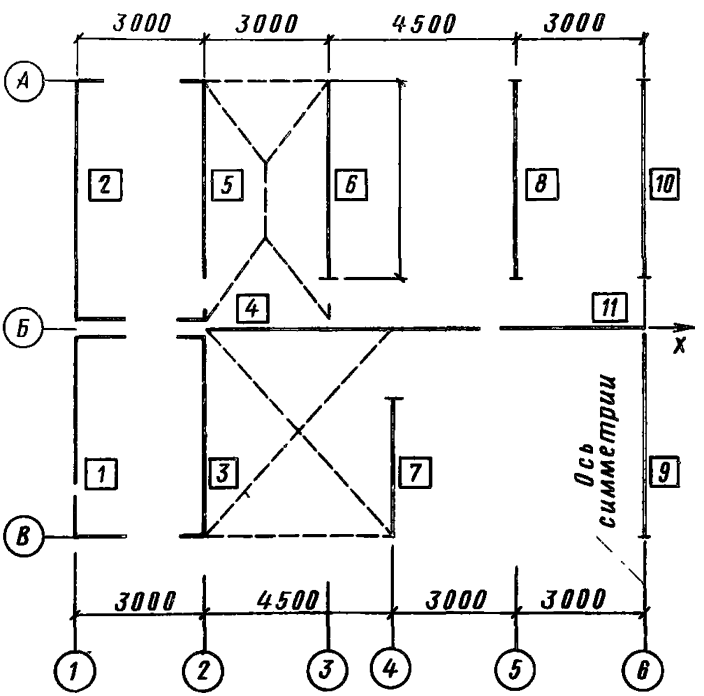


Рис. 50. Схема вертикальных несущих элементов
[1]–[11] – номера несущих элементов

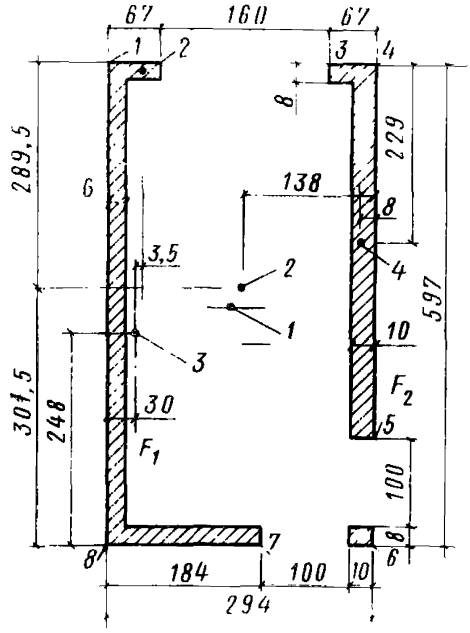


Рис. 51. Горизонтальное сечение блока
1 – геометрический центр сечения блока; *2* – центр тяжести блока; *3* – центр тяжести левой ветви; *4* – центр тяжести правой ветви

Приведенный модуль вертикальных элементов с учетом податливости горизонтальных швов по формуле (1) равен

$$E_{пр} = 1/(1/E_{кр} + \lambda_ш/H_{э.т}) = 1/(10^{-3}/153 + 0{,}4\cdot10^{-3}/280) = 125{,}56\cdot10^2 \text{ МПа } (125{,}56\cdot10^3 \text{ кгс/см}^2).$$

Жесткость горизонтальных связей изгиба между стенками и панелями пола блоков, а также между блоками при кратковременном сжатии:

при ширине шва $\Delta_ш = 6 - 1 = 5$ см

$$c = \frac{\Delta_ш^3}{(12\,\bar{\lambda}_ш)} = \frac{5^3}{(12\cdot0{,}4\cdot10^{-4})} = 26{,}04\cdot10^4 \text{ Н } (26{,}04\cdot10^3 \text{кгс});$$

при ширине шва $\Delta_ш = 10 - 1 = 9$ см

$$c = \frac{9^3}{(12\cdot0{,}4\cdot10^{-4})} = 151{,}875\cdot10^4 \text{ Н } (151{,}875\cdot10^3 \text{кгс}).$$

Определяем моменты инерции горизонтального сечения блока размером 3х6 м (рис. 51):

$$y = [16\cdot597^2\cdot0{,}5 - 10\cdot108\cdot0{,}5 + (194 - 6)\,8^2\cdot0{,}5 + (134 - 16)\,8\cdot593] / [16\cdot597 - 100\cdot10^+(194 - 16)\,8 + (134 - 16)\,8] = 307 \text{ см};$$

$I_y = 4{,}294$ м^4

$$x = [8\,(294^2\cdot0{,}5 - 160\cdot147) + 8\cdot184\cdot202 + (597 - 16)\,6\cdot291 + 481\cdot10^2\cdot0{,}5] / [(8\,(294 - 160) + 8\cdot184 + 581\cdot6 + 481\cdot10] = 138 \text{ см},$$

$I_x = 1{,}926$ м^4.

Положение центра тяжести сечения показано на рис. 51.

Прогиб верха столба блока от единичной горизонтальной нагрузки:

$$\bar{y} = H^3/(3E_{пр}I) = 25{,}2^3/(3\cdot1255{,}6\cdot10^5\cdot4{,}294) = 1{,}013\cdot10^{-4} \text{ м/кН } (1{,}013\cdot10^{-3} \text{ м/тс})$$

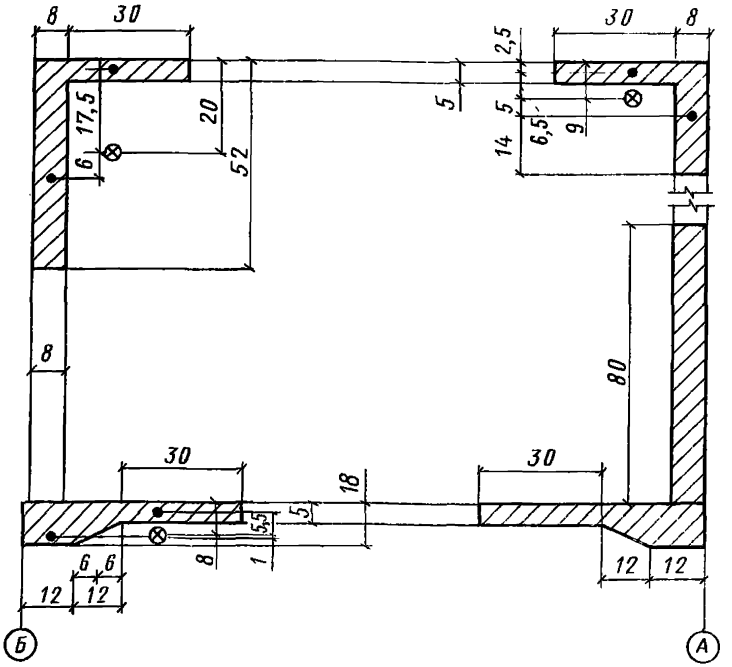


Рис. 52. Продольное сечение блока для определения жесткостей перемычек

При рассмотрении столба блоков как составного стержня площади сечения его ветвей (рис. 51):

$$F_1=(0{,}67+1{,}84)\ 0{,}08+(5{,}97-0{,}16)\ 0{,}06=0{,}5494\ м^2;$$

$$F_2=(0{,}67+0{,}1)\ 0{,}08+(5{,}97-0{,}16-1{,}0)\ 0{,}1=0{,}5426\ м^2;$$

$$E_{пр}F_1=125{,}5\cdot 6\cdot 10^2\cdot 0{,}5494\cdot 10^4=673{,}3\cdot 10^4\ кН\ (673{,}3\cdot 10^3\ тс),$$

$$E_{пр}F_2=125{,}56\cdot 10^2\cdot 0{,}5426\cdot 10^4=665{,}0\cdot 10^4\ кН\ (665{,}0\cdot 10^3\ тс).$$

Моменты инерции ветвей относительно собственных центров тяжести определяются по рис. 51 (вычисления опущены).

Левая:

$y=248$ см; $x=30$ см; $I_y=2{,}584\ м^4$; $I_x=0{,}1289\ м^4$;

правая (без углового участка 8x10 см):

$y=229$ см; $x=8$ см; $I_y=1{,}323\ м^4$; $I_x=0{,}00634\ м^4$.

Жесткости перемычек блока (рис. 52).

По оси Б суммируем жесткости дверной перемычки с участком потолка и пола длиной, равной шести толщинам перекрытия

$$y_в=\frac{(0{,}52^2\cdot 0{,}5\cdot 0{,}08+0{,}3\cdot 0{,}05^2\cdot 0{,}5)}{(0{,}52\cdot 0{,}08+0{,}3\cdot 0{,}05)}=0{,}20\ м;$$

$$I_в=0{,}001549\ м^4;$$

$$y_н=\frac{(0{,}18\cdot 0{,}18^2\cdot 0{,}5+0{,}36\cdot 0{,}05^2\cdot 0{,}5)}{(0{,}18\cdot 0{,}18+0{,}36\cdot 0{,}05)}=0{,}08\ м;$$

$$I_н = 0{,}000547 \text{ м}^4;$$

$$\Sigma I_Б = 0{,}001549 + 0{,}000547 = 0{,}002087 \text{ м}^4.$$

По оси *А* суммируем жесткости надпроемной и подпроемной перемычек и участка панели пола.

$$I_в = 0{,}0002687 \text{ м}^4;$$

$$\Sigma I_А = 0{,}0002687 + 0{,}000547 + \frac{0{,}08 \cdot 0{,}8^3}{12} = 0{,}004229 \text{ м}^4.$$

Считаем перемычки при расчетных нагрузках работающими без трещин. Тогда

$$\Sigma EI_Б = 153 \cdot 10^2 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}002087 \cdot 10 = 27140 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \ (2714 \text{ тс} \cdot \text{м}^2);$$

$$\Sigma EI_А = 153 \cdot 10^2 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}004229 \cdot 10 = 55000 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \ (5500 \text{тс} \cdot \text{м}^2).$$

Коэффициенты жесткости вертикальных связей сдвига между ветвями составного стержня определяем по оси Б, с учетом защемления перемычек с одной стороны, по формуле (29)

$$\mathcal{E}_Б = \frac{3\Sigma EI_Б}{l_Б^3 h_{эт}} = \frac{3 \cdot 27140}{(1{,}0^3 \cdot 2{,}8)} = 2907\,8 \text{ кН/м}^2 \ (2907{,}8 \text{ тс/м}^2).$$

Для связей по оси А, с учетом защемления перемычек с двух сторон по формуле (30)

$$\mathcal{E}_А = \frac{12\Sigma EI_А}{(l_А^3 h_{эт})} = \frac{12 \cdot 55000}{(1{,}6^3 \cdot 2{,}8)} = 5754\,7 \text{ кН/м}^2 \ (5754{,}7 \text{ тс/м}^2).$$

Связи по осям А и Б работают параллельно.

Определяем коэффициент жесткости для одной, эквивалентной двум, связи по формуле (3) работы [10].

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_А + \mathcal{E}_Б = 29078 + 5754\,7 = 86625 \text{ кН/м}^2 \ (8662{,}5 \text{ тс/м}^2).$$

При расчете рамки – полоски шириной 1 м, условно вырезанной из среднего поперечного сечения блока, пользуемся формулами прил.2.

$$E_{кр} I_в = 153{,}0 \cdot 10^5 \cdot 0{,}05^3/12 = 159{,}37 \text{ кН} \cdot \text{м}^2/\text{м} \ (15{,}937 \text{ тс} \cdot \text{м}^2/\text{м});$$

$$E_{кр} I_с = 153{,}0 \cdot 10^5 \cdot 0{,}1^3/12 = 1275 \text{ кН} \cdot \text{м}^2/\text{м} \ (127{,}5 \text{ тс} \cdot \text{м}^2/\text{м});$$

$$E_{кр} I_н = 153{,}0 \cdot 10^5 \cdot 0{,}0001121 = 1715 \text{ кН} \cdot \text{м}^2/\text{м} \ (171{,}5 \text{ тс} \cdot \text{м}^2/\text{м});$$

$$M = \frac{I_в h_{бл}}{I_с l} = \frac{15{,}937 \cdot 2{,}6}{(127{,}5 \cdot 3)} = 0{,}1083;$$

$$\nu = 2M + 3 = 2 \cdot 0{,}1083 + 3 = 3{,}2166;$$

$$\eta = I_в / I_н = 15{,}937/171{,}5 = 0{,}09293;$$

$$\beta = M(2M^2 + 7M + 6)/(2\nu^2) + \eta/2 + EI_в/(lC_н) =$$

$$= 0{,}1083\,(2 \cdot 0{,}1083^2 + 7 \cdot 0{,}1083 + 6)/(2 \cdot 3{,}2166^2) + 0{,}09293/2 + 15{,}937/$$
$$/(3{,}0 \cdot 151{,}875) = 0{,}1169;$$

$$\lambda = \mu/(2\nu\rho) - \eta/(2\rho) =$$

$$= 0{,}1083/(2\cdot 3{,}2166\cdot 0{,}1169) - 0{,}09293/(2\cdot 0{,}1169) = -0{,}2535;$$

$$\beta = l\mu/\nu - \lambda l\mu/(2\nu) + (1+\lambda)\, l\eta/2 + EI_в/C_в =$$

$$= 3\cdot 0{,}1083/3{,}2166 + 0{,}2535\cdot 3{,}0\cdot 0{,}1083/(2\cdot 3{,}2166) + (1 - 0{,}2535)\times$$
$$\times 3\cdot 0{,}09293/2 + 15{,}937/151{,}875 = 0{,}3228 \text{ (м)};$$

$$\theta = 2\mu + 1 = 2\cdot 0{,}1083 + 1 = 1{,}2166;$$

$$\psi = \frac{\mu(7\mu^2 + 6\mu + 2)}{(6\theta^2)} + \frac{\eta}{6} + \frac{EI_в}{lC_н} =$$

$$= \frac{0{,}1083\,(7\cdot 0{,}1083^2 + 6\cdot 0{,}1083 + 2)}{(6\cdot 1{,}2166^2)} + \frac{0{,}09293}{6} + \frac{15{,}937}{(3\cdot 151{,}875)} = 0{,}08378;$$

$$\alpha = \frac{l\mu}{(3\theta)} - \frac{\gamma l\mu}{(6\theta)} + (1+\gamma)\frac{l\eta}{6} + \frac{EI_в}{C_в} =$$

$$= \frac{3\cdot 0{,}1083}{(3\cdot 1{,}2166)} + \frac{0{,}00778\cdot 3\cdot 0{,}1083}{(6\cdot 1{,}2166)} + (1 - 0{,}00778)\frac{3\cdot 0{,}09293}{6} +$$

$$+ \frac{15{,}937}{151{,}875} = 0{,}2404 \text{ м},$$

$$\gamma = \frac{\mu}{(6\theta\psi)} - \frac{\eta}{(6\psi)} = \frac{0{,}1083}{(6\cdot 1{,}2166\cdot 0{,}08378)} - \frac{0{,}09293}{(6\cdot 0{,}08378)} = -0{,}00778.$$

Определяем моменты инерции горизонтального сечения блока размером 3·4,5 м

$$I_y = 2{,}326 \text{ м}^4;$$

$$\bar{y} = \frac{25{,}2^3}{(3\cdot 122{,}56\cdot 10^5\cdot 2{,}326)} = 1{,}871\cdot 10^{-4} \text{м/кН}\ (1{,}871\cdot 0^{-3} \text{ м/тс}).$$

Элемент 7.

$$I_y = \frac{0{,}16\cdot 3{,}12^3}{12} = 0{,}4049 \text{ м}^4;$$

$$\bar{y} = \frac{25{,}2^3}{(3\cdot 122{,}5\,6\cdot 10^5\cdot 0{,}4049)} \quad 10{,}749\cdot 10^{\ -4} \text{м/кН}\ (10{,}749\cdot 10^{-3} \text{м/тс}).$$

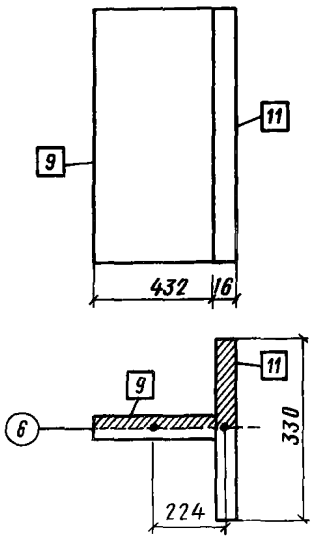


Рис. 53. Горизонтальное сечение составного стержня из элементов 9 и 11

Элемент 6,8,10

$J_y = 1{,}384\ м^4$;

$$\bar{y} = \frac{25{,}2^2}{(3 \cdot 122{,}5\ 6 \cdot 10^5 \cdot 1{,}384)} = 3{,}1448 \cdot 10^{-4}\ м/кН\ (3{,}1448 \cdot 10^{-3} м/тс).$$

Составной стержень из элементов 9 и 11 (рис. 53).

Жесткость вертикальной связи между элементами

$$\mathcal{E} = \frac{1}{(H \lambda_{эт\ сд\ пер})} = \frac{1}{(2{,}80 \cdot 5 \cdot 10^{-5})} = 7{,}142 \cdot 10^4\ кН/м^2\ \ (7{,}142 \cdot 10^3\ тс/м^2).$$

На 1/2 тавра (до оси симметрии)

$\mathcal{E} = 3{,}571 \cdot 10^4\ кН/м^2\ (3{,}571 \cdot 10^3\ тс/м^2)$.

По формулам (5) – (10)

$$s = \frac{H}{B_n b} = \frac{1}{(\mathcal{E} b)} = \frac{10^{-4}}{(3{,}571 \cdot 2{,}24)} = 0{,}125 \cdot 10^{-4}\ м/кН \times$$

$\times (0{,}125 \cdot 10^{-3}\ м/тс)$;

$I_1 = 0{,}16 \cdot 4{,}32^3 \cdot 0{,}5/12 = 0{,}5374\ м^4$;

$I_2 = 3{,}3 \cdot 0{,}16^3 \cdot 0{,}5/12 = 0{,}0005631\ м^4$;

$F_1 = 0{,}16 \cdot 4{,}32 = 0{,}6912\ м^2$;

$F_2 = 0{,}16 \cdot 3{,}3 = 0{,}528\ м^2$.

При подсчете жесткости составного стержня в расчет условно введена половина ширины полки для учета неравномерности распределения по сечению усилий растяжения-сжатия.

$$B = \Sigma E_{пр} I = 1255{,}6 \cdot 10^4 \ (0{,}5374 + 0{,}00056) = 675{,}46 \cdot 10^4 \text{ кН·м}^2$$
$$(675{,}46 \cdot 10^3 \text{ тс·м}^2);$$

$$k = (F_1 + F_2)/(E_{пр} F_1 F_2 b) =$$
$$= (0{,}6912 + 0{,}528)/(1255{,}6 \cdot 10^4 \cdot 0{,}6912 \cdot 0{,}528 \cdot 2{,}24) = 1{,}187 \cdot 10^{-7} \text{ (кН·м)}^{-1}$$

$$[1{,}187 \cdot 10^{-6} \text{ (тс·м)}^{-1}];$$

$$\bar{B} = b/k = 2{,}24/(1{,}187 \cdot 10^{-7}) = 1{,}887 \cdot 10^7 \text{ кН·м}^2 \ (1{,}887 \cdot 10^6 \text{ тс·м}^2);$$

$$B^0 = B + \bar{B} = 0{,}675 \cdot 10^7 + 1{,}887 \cdot 10^7 = 2{,}562 \cdot 10^7 \text{ кН·м}^2 \ (2{,}562 \cdot 10^6 \text{ тс·м}^2);$$

$$\lambda = \sqrt{k B^0 / (\bar{s} B)} =$$
$$= \sqrt{1{,}187 \cdot 10^{-7} \ 2{,}562 \cdot 10^7)/(0{,}125 \cdot 10^{-4} \ 675{,}46 \cdot 10^4)} = 0{,}1898 \text{ м}^{-1};$$

$$H = 2{,}8 \cdot 9 = 25{,}2 \text{ м};$$

$$\lambda H = 0{,}1898 \cdot 25{,}2 = 4{,}7829;$$

$$th\,\lambda H = 0{,}9998 \approx 1; \qquad \bar{y} = [\bar{B}/(\lambda^3 B)(\lambda H - th\,\lambda H) + H^3/3]/B^0 =$$

$$= \frac{1}{(2{,}562 \cdot 10^7)} \left[\frac{1{,}887 \cdot 10^7 (4{,}7829 - 1)}{(0{,}1898^3 \cdot 675{,}46 \cdot 10^4)} + \frac{25{,}2^3}{3}\right] = 0{,}2082 \cdot 10^{-3} \text{ м/кН·}$$

$$\cdot (0{,}2082 \cdot 10^{-2} \text{ м/тс}).$$

Эквивалентная жесткость

$$[\bar{E}I_y] = \frac{H^3}{(3\bar{y})} = \frac{25{,}2^3}{(3 \cdot 0{,}2082 \cdot 10^{-3})} = 2562{,}1 \cdot 10^4 \text{ кН·м}^2 \ (2562{,}1 \cdot 10^3 \text{ тс·м}^2).$$

3. Определение изгибающего момента M_y

При определении M_y влиянием эксцентриситета приложения вертикальных сил от массы наружных стен блоков относительно центра тяжести блоков пренебрегаем из-за их симметрии к продольной оси здания. Тогда M_y будет возникать только за счет ветровой нагрузки.

Расчетное значение ветровой нагрузки в уровне земли

$$q_p = q_0 c n,$$

где $q_0 = 700$ Н/м^2; (70 кгс/м^2); $c = 1{,}4$ – аэродинамический коэффициент; $n = 1{,}2$ – коэффициент перегрузки; $q_p = 700 \ 1{,}4 \cdot 1{,}2 = 1176$ Н/м^2 (117,6 кгс/м^2).

Расчетную схему блок-секции считаем имеющей ось симметрии, поэтому нагрузки вычисляем на половину длины секции. Учитывается только статическая составляющая ветровой нагрузки.

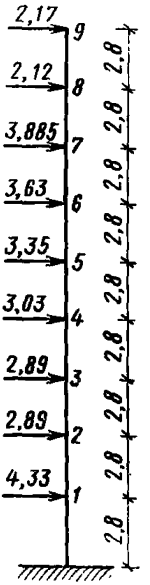


Рис. 54. Горизонтальные нагрузки на половину блок-секции в кН 10^{-1} (кгс).
1–9 номера ярусов

Нагрузки принимаем по эпюре рис. 54, полученной по СНиП П-6-74. Уровень пола первого этажа условно считается совпадающим с поверхностью земли.

Расчетный изгибающий момент, перпендикулярный продольной оси здания, в уровне пола первого этажа

$$M_{0y}=2{,}8\,(4{,}33 + 2\cdot2{,}89 + 3\cdot2{,}89 + 4\cdot3{,}03 + 5\cdot3{,}35 + 6\cdot3{,}63 + 7\cdot3{,}885 + 8\cdot4{,}12 + 9\cdot2{,}17)\cdot10 = 417\,52 \text{ кН·м } (417{,}52 \text{ тс·м}).$$

В уровне верха первого этажа

$$M_{1y}= 2{,}8\,(2{,}89 + 2\cdot2{,}89 + 3\cdot3{,}03 + 4\cdot3{,}35 + 5\cdot3{,}63 + 6\cdot3{,}885 + 7\cdot4{,}12 + 8\cdot2{,}17)\cdot10 = 332\,6{,}96 \text{ кН·м } (332{,}696 \text{ тс·м}).$$

Распределение M_y по вертикальным элементам приведено в табл. 8.

Далее детально останавливаемся на определении усилий и проверке прочности сечений объемного блока в осях 1 – 2, А – Б (см. рис. 48). Для других блоков расчет проводится аналогично. Проверка прочности панельных элементов и их стыков проводится в соответствии с [10].

Долю момента M_y, приходящуюся на блок по табл. 3, распределяем между ветвями пропорционально их жесткостям относительно тяжести блока

$$M_{1y_1}=\frac{2{,}77\cdot1140{,}2}{4{,}29}=736{,}2 \text{ кН·м};$$

$$M_{1y_2}=\frac{1{,}52\cdot1140{,}2}{4{,}29}=404 \text{ кН·м}.$$

Распределение изгибающего момента между вертикальными несущими диафрагмами приведено в табл. 8.

Таблица 8

Наименование элементов диафрагм	№ элементов по рис. 50	Прогиб х 10 верха диафрагм, м/кН	Приведенная изгибная жесткость, $B_i \cdot 10^{-4}$, Н·м^2	Доля нагрузки, воспринимаемой диафрагмой	M_{oy}, кН·м	M_{1y}, кН·м
ОБ	2,4,5	0,1013	5391	0,3427	1430,3	1140,2
ОБ	1	0,1871	2920	0,1856	774,6	617,6
	3					
Панельные диафрагмы	6	0,3145	1738	0,1105	461,3	367,7
Тоже	8	0,3145	1738	0,1105	461,3	367,7
"	7	1,0749	508,4	0,0323	137,3	107,6
1/2 панельной диафрагмы	10	0,629	868,9	0,0552	230,5	183,7
Составная панельная диафрагма	9	0,2082	2562	0,1629	679,9	542,5
		Итого	15 726,3	0,9997	4175,2	3327

4. Сбор вертикальных нагрузок

Пользуемся следующими допущениями:

временные нагрузки на перекрытия блоков и постоянные (от собственной массы блоков) распределяются на нижние этажи пропорционально площади блока нетто;

нагрузки на перекрытия панельной части распределяются между несущими диафрагмами из панелей и объемных блоков, на которые они опираются, в соответствии с площадями трапеций (см. рис.50).

Численные значения вертикальных нагрузок, распределенных на 1 м^2 площади блока, приведены в табл. 9.

Таблица 9

Вид нагрузки	Нормативная, Н·10^{-1} (кгс)	Коэффициент перегрузки	Расчетная, Н·10^{-1} (кгс)
На покрытие			
Постоянные			
Гидроизоляционный ковер из 3 слоев рубероида	15	1,2	18
Цементно-песчаная стяжка δ=20 мм	25	1,2	30
Панель покрытия	250	1,1	275
Трехслойный пенопласт δ=150 мм; γ=50 кг/м^3	7,5	1,2	9
Итого			332

Продолжение табл. 9

Вид нагрузки	Нормативная, $Н \cdot 10^{-1}$ (кгс)	Коэффициент перегрузки	Расчетная, $Н \cdot 10^{-1}$ (кгс)
Временные длительные			
Снег (часть)	30	1,4	42
Кратковременные			
Снег (часть)	70	1,4	98
Итого			140
На перекрытия			
Постоянные			
Перекрытие панельной части	400	1,1	440
Стяжка	25	1,2	30
Пол из линолеума	5	1,1	6
Итого			476
Длительные от массы людей, с учетом коэффициента снижения нагрузки для расчета стен первого этажа:			
$\eta_1 = 0{,}3 \frac{0{,}6}{\sqrt{8}} = 0{,}512$			
30х0,512	16	1,4	23
От временных перегородок	75	1,1	83
Всего			106
Кратковременные от массы людей (150 – 30)·0,512	62	1,4	87
Сосредоточенные			
Масса наружной стены	2500	1,1	2 750
Масса блока размером, м:			
3х6	1500	1,1	16 500
3х4,5	12 500	1,1	13 750

Нагрузки от опирания панельной части на блок постоянные от собственной массы – по рис. 49 и 50

$$P^{п} = 4{,}76 \frac{(6+3)}{2} \cdot 1{,}5 = 32{,}13 \text{ кН } (3{,}213 \text{ тс}).$$

То же, временные и кратковременные

$$P^{вр} = (1{,}06 + 0{,}87) 4{,}5 \cdot 1{,}5 = 13{,}02 \text{ кН } (1{,}302 \text{ тс}),$$

Блок имеет проемы в каждой из торцовых стен и относится к II типу (по п. 4.14), поэтому расчет столба блоков на вертикальные нагрузки ведется как составного стержня по прил. 5. При этом нагрузки панельного пролета передаются на правую (по рис. 51) ветвь составного стержня, а от столба – на обе ветви.

Определение вертикальных сил на блок первого этажа от вертикальных нагрузок

Нагрузки от собственной массы опираемых на блоки перекрытия панельного пролета определяются с учетом изменения в процессе монтажа расчетной схемы столба по формулам (65) – (68) и расчетной схеме рис. 27,*д*. Усилия находятся на уровне совмещенного перекрытия над верхним этажом.

Нагрузку от массы совмещенного перекрытия над верхним этажом условно считаем равной нагрузке от массы междуэтажного перекрытия.

$$\Delta = -\frac{P^{\text{п}}}{(EF_2)} = -\frac{3\,213}{(665\cdot 10^4)} = -0{,}4831\cdot 10^{-5}\ (-);$$

$$\gamma = \frac{1}{(EF_1)} + \frac{1}{(EF_2)} = \left(\frac{1}{673{,}3} + \frac{1}{665}\right)10^{-4} = 0{,}2989\cdot 10^{-6}\ \text{кН}^{-1}$$

$(0{,}2989\cdot 10^{-5}\ \text{тс}^{-1})$, $\lambda = \sqrt{\varepsilon\gamma} = \sqrt{8662{,}5\cdot 0{,}2989\cdot 10^{-5}} = 16{,}09\cdot 10^{-2}\ \text{м}^{-1} =$

$= 0{,}1609\ \text{м}^{-1}$, $\lambda h_{\text{эт}} = 0{,}1609\cdot 2{,}8 = 0{,}4505$.

Выписываем необходимые для расчета гиперболотригонометрические функции.

Таблица 10

№ этажа i	$i\lambda h_{\text{эт}}$	$sh(i\lambda h_{\text{эт}})$	$ch(i\lambda h_{\text{эт}})$	$1/[ch(\lambda i h_{\text{эт}})]$
1	0,4505	0,46585	1,10315	0,9064
2	0,9011	–	1,434	0,69735
3	1,3516	–	0,0612	0,4851
4	1,8022	–	3,1139	0,3211
5	2,2527	–	4,8092	0,2079
6	2,7033	–	7,4979	0,1333
7	3,1538	–	11,734	0,0852
8	3,6044	–	18,394	0,0543
Σ			Итого	2,891

Сдвигающие напряжения

$$\tau_{x=h_{\text{эт}}} = -\Delta\lambda sh(\lambda h_{\text{эт}})/\gamma \sum_{i=1}^{n-1} 1/ch(i\lambda h_{\text{эт}}) =$$

$$= \frac{0{,}4831\cdot 10^{-5}\cdot 0{,}1609\cdot 0{,}46585}{(0{,}2989\cdot 10^{-6})} \cdot 2{,}8910 = -3{,}502\ \text{кН/м}\ (-0{,}3502\ \text{тс/м})$$

или сдвигающая сила на перемычку на высоту этажа

$$\tau_{x=h_{эт}} h_{эт} = -3{,}502 \cdot 2{,}8 = -9{,}806 \text{ кН} (-0{,}9806 \text{ тс}).$$

Суммарная сдвигающая сила (и усилия в левой ветви)

$$-N_1 = \sum_{i=1}^{n-1} T_i = \Delta [ch(\lambda h_{эт}) \sum_{i=1}^{n-1} 1/ch(i\lambda h_{эт}) - n + 1]/\gamma =$$

$$= + \frac{0{,}4831 \cdot 10^{-5}}{(0{,}2989 \cdot 10^{-6})} (1{,}10315 \cdot 2{,}8910 - 9 + 1) = 77{,}75 \text{ кН} (7{,}775 \text{ тс}).$$

Суммарные усилия в правой ветви составного стержня

$$N_2 = -P(n-1) + \sum_{1}^{n-1} T_i = -32{,}13 \cdot 8 + 77{,}75 = 179{,}29 \text{ кН} (17{,}929 \text{ тс}).$$

Усилия от временных и кратковременных нагрузок на панельный пролет и от собственной массы столба блоков определяем для смонтированного здания по расчетной схеме рис. 27, *г* и формулам (69) – (71).

Нагрузку от действия снега на покрытие условно считаем равной временной нагрузке на междуэтажные перекрытия.

Нагрузки от собственной массы блоков и временные на перекрытия блоков распределяются пропорционально грузовым площадям ветвей. Приводя их к распределенным по высоте стержня, получим:

$$p_1 = \frac{27{,}5 + 165 + (1{,}06 + 0{,}87)\ 18}{(0{,}5494 + 0{,}5426)} \cdot \frac{0{,}5494}{2{,}8} = 40{,}83 \text{ кН/м} (4{,}083 \text{ тс/м}).$$

Для правой ветви, кроме указанных выше нагрузок, учитываются временные нагрузки на перекрытие панельного пролета:

$$p_2 = \left[\frac{27{,}5 + 165 + (1{,}06 + 0{,}87)\ 18 \cdot 0{,}5426}{(0{,}5494 + 0{,}5426)} + 13{,}02 \right] / 2{,}8 =$$

$$= 44{,}97 \text{ кН/м} (4{,}497 \text{ тс/м});$$

$$\frac{p_2}{(EF_2)} - \frac{p_1}{(EF_1)} = \left(\frac{4{,}497}{665} - \frac{4{,}083}{673{,}3} \right) 10^{-3} = 0{,}6991 \cdot 10^{-6} \ (\text{м}^{-1}).$$

Сдвигающие напряжения в уровне верхнего перекрытия здания

$$\tau_{x=l} = [p_2/(EF_2) - p_1/(EF_1)][ch\lambda x - sh\lambda l\, sh\lambda x/ch\lambda l - 1]/\gamma = [p_2/(EF_2) - p_1/(EF_1)][(1 - ch\lambda l)/(\gamma ch\lambda l)] =$$

$$= \frac{0{,}6991 \cdot 10^{-6}}{(0{,}2989 \cdot 10^{-6})} \cdot \frac{(1 - 28{,}836)}{28{,}836} = -2{,}258 \text{ кН/м} (-0{,}2258 \text{ тс/м}).$$

Сдвигающая сила на высоту этажа

$$\tau_{x=l} h_{эт} = -6{,}323 \text{ кН} (-0{,}6323 \text{ тс}).$$

В уровне перекрытия над первым этажом

$$\tau_{x=h_{эт}} h_{эт} = [P_2/(EF_2) - P_1/(EF_1)](ch\lambda h_{эт} - sh\lambda l \; sh\lambda h_{эт}/ch\lambda l - 1) h_{эт}/\gamma =$$

$$= \frac{0{,}6991 \cdot 10^{-6}}{0{,}2989 \cdot 10^{-6}} \cdot (1{,}10315 \; \frac{28{,}8195}{28{,}836} \cdot 0{,}46585 - 1) \; 2{,}8 = -2{,}373 \text{ кН}$$

(– 0,2373 тс).

Усилие сдвига (суммарное) в уровне перекрытия над первым этажом.

$$T_{x=h_{эт}} = [P_2/(EF_2) - P_1/(EF_1)][sh\lambda h_{эт}/\lambda - sh\lambda l ch\lambda h_{эт}/(\lambda ch\lambda l) + l - h_{эт}]/\gamma =$$

$$= \frac{0{,}699 \cdot 10^{-6}}{(0{,}2989 \cdot 10^{-6})} \left[\frac{0{,}46585}{0{,}1609} - \frac{28{,}8195 \cdot 1{,}10315}{(0{,}1609 \cdot 28{,}836)} + 25{,}2 - 2{,}8\right] =$$

= 43,135 кН (4,3135 тс).

Усилие в ветвях стержня

$$N_{1x=h_{эт}} = -P_1(l-x) - T = -40{,}83(25{,}2 - 2{,}8) - 43{,}135 = -957{,}7 \text{ кН } (-95{,}77 \text{тс});$$

$$N_{2x=h_{эт}} = -P_2(l-x) + T = -44{,}97(25{,}2 - 2{,}8) + 43{,}135 = -964{,}2 \text{ кН } (-96{,}42 \text{тс}).$$

Суммарные усилия в ветвях составного стержня от вертикальной нагрузки в уровне перекрытия над первым этажом

$N_1 = -957{,}7 - 77{,}75 = -1035{,}4$ кН (– 103,54 тс);

$N_2 = -964{,}2 - 179{,}29 = -1143{,}49$ кН (– 114,349 тс).

5. Определение изгибающего момента M_x.

В соответствии с расчетной схемой по рис. 27,*б* и узлом опирания по рис. 49 максимальная величина в уровне каждого перекрытия равна

$M_x = P^{\eta} e_x = 32{,}13(0{,}08 - 0{,}05) = 0{,}96$ кН·м (0,096 тс·м).

Этот момент действует на правую ветвь блока.

6. Определение суммарных усилий в горизонтальном шве над первым этажом

Схема действующих усилий в шве над первым этажом и номера расчетных точек приведены на рис. 55.

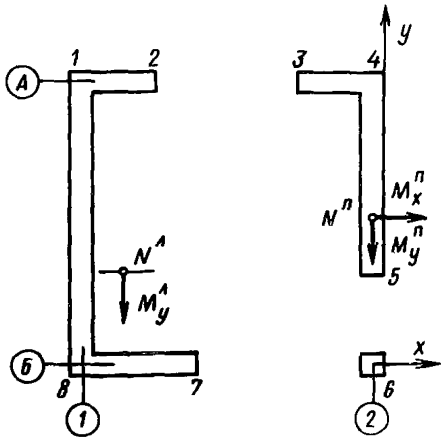


Рис. 55. Схема действующих усилий в шве над первым этажом *1–8* – номера расчетных точек $N^{в}$ =1035,4 кН; $N^{п}$ = 1143,5кН; $M^{в}_{y}$ = 736,2 кН м; $M^{п}_{x}$=0,96 кН·м; $M^{п}_{y}$ =404 кН·м

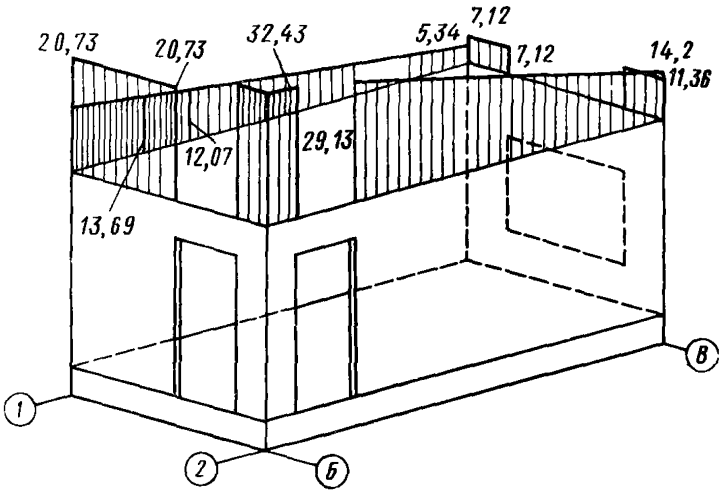


Рис. 56. Усилия N_z по верхнему контуру блока первого этажа в кН·10^{-1}/м (тс/м)

Находим ординаты вертикальных напряжений σ_z и усилий N_z в плоскостях стен блока по формуле (11)

$$N_z = \Delta \left(N_ц / F_н \pm M_x x / I_x \pm M_y y / I_y \right)$$

и сводим результаты расчетов в табл. 11.

При вычислении усилий на каждую ветвь в этой формуле принимают соответствующие моменты инерции и положения центров тяжести по рис. 51.

Направление ветровой нагрузки принимаем таким, чтобы максимальные величины усилий приходились на края дверных проемов. Сводная эпюра усилий N_z приведена на рис. 56.

Таблица 11

№ точек (по рис. 54)	Толщина грани δ, см	$N_ц$, кН·10^{-1} (тс)	F, м^2	M_x, кН·м·10^{-1} (тс·м)	I_x, м^4	x, м	M_y, кН·м·10^{-1} (тс·м)	I_y, м^4	y, м	$N_ц/F$, кН·10^{-1}/м^2 (тс/м^2)	$M_x x/I_x$, кН·10^{-1}/м^2 (тс/м^2)	$M_y y/I_y$, МПа	$\Sigma\sigma$, МПа	N_z, кН·10^{-1}/м (тс/м)
1	8/6	103,54	0,5494	0			73,62	2,584	3,49	−188,46	0	+99,43	−89,03	7,12/5,34
2	8	103,54	0,5494	0			73,62	2,584	3,49	−188,46	0	+99,43	−89,03	7,12
3	8	114,35	0,5426	0,096	0,00634	0,59	40,4	1,323	2,29	−210,74	+8,93	+69,93	−131,88	10,55
4	8/10	114,35	0,5426	0,096	0,00634	0,08	40,4	1,323	2,29	−210,74	−1,21	+69,93	−142,02	11,36/14,2
5	10	114,35	0,5426	0,096	0,00634	0,08	40,4	1,323	2,60	−210,74	−1,21	−79,39	−291,34	29,13
6	10	114,35	0,5426	0,096	0,00634	0,08	40,4	1,323	3,68	−210,74	−1,21	−112,37	−324,32	32,43
7	8	103,54	0,5494	0			73,62	2,584	2,48	−188,46	0	−70,66	−259,12	20,73
8	8/6	103,54	0,5494	0			73,62	2,584	2,48	−188,46	0	−70,66	−259,12	20,73/15,54

8. Расчетные схемы для определения эксцентриситетов действия вертикальных сил из плоскости стен блока

Для определения эксцентриситета вертикальной силы по оси 2 в поперечном сечении блока (см. рис. 55) используем расчетные схемы.

Для расчета на действие собственной массы плит потолка 1,38 кН/м^2 (0,138 тс/м^2), пола блока 2,70 кН/м^2 (0,27 тс/м^2) и панели перекрытия над первым этажом (4,760·1,5=7,14 кН/м (0,714 тс/м) – постоянные нагрузки) – схему 2 в виде отдельной одноэтажной рамы (по рис, 32,*а*); на действие постоянных и временных сил от вышележащих этажей 136,9 и 291,3 кН/м (13,69 и 29,13 тс/м) и временных на перекрытия первого этажа (1,06 + + 0,87 = 1,93 кН/м^2) – схему 1 в виде одноэтажной рамы с дополнительными связями, учитывающими приближенно соединение блоков в столбе по вертикали (по рис. 32,*б*).

Исходя из конструкции опорного узла по рис. 49 величины эксцентриситетов $e_{пг}=0$; $\Delta e_п=\pm$ 20мм; $e_п=\pm$ 20мм; $e_{1г}=0$. Принимая в соответствии с п. 4.20 $e_1=\pm$ 0,5 см; $e_2=\pm$ 1см. $e = e_1 + e_2 = \pm 1{,}5$ см.

Расчетные схемы поперечника блока с нагрузками по сечению, проведенному на расстоянии 1,08 м от торца оси Б, по грани дверного проема приведены на рис. 57,*а,б*.

Наиболее опасным для стен является вариант с симметричными, направленными внутрь блока (знак "+") эксцентриситетами e, которые и приняты для данного расчета.

Таким же (внутрь блока) принято и направление эксцентриситета $e_п$.

В соответствии с п. 4.4 для упрощения расчета допускается пользоваться расчетной схемой в виде симметричной рамы, что не приводит к существенному изменению расчетных усилий по сравнению с несимметричной.

Для получения эпюры моментов в запас прочности для стен при проведении рамы к симметричной принимаем высоту сечения стоек рамы равной 10 см.

9. Расчет рамы

В соответствии с прил. 2 делим нагрузку на симметричную и кососимметричную (рис. 57,*в*). В нижних опорных узлах по схеме 1 принимаем ту же моментную нагрузку, что и в верхних узлах, а по схеме 2 моментная нагрузка в нижних узлах отсутствует. Воспользуемся формулами прил. 2 для рамы-полоски шириной 1 м. Схема 1. Симметричное загружение

$P = 1{,}93$ кН (0,193 тс), $M_{св} = 3{,}21$ кН·м (0,321 тс·м), $M_{сн} = -3{,}21$ кН·м (– 0,321 тс·м).

Внутренние моменты в связях жесткостью $C_н$ внутри блока

$$X_c = (M_{св}\,\eta\nu/2 + M_{сн}\,\eta\nu/2 + q l^2 \eta\nu/24 + p l^2 \eta\nu/24)/(\rho\nu) =$$

$$= \frac{1}{(0{,}1169\ 3{,}2166)}\left(\frac{3{,}21\cdot 0{,}1083}{2} - \frac{3{,}21\cdot 0{,}09293\cdot 3{,}2166}{2} + \right.$$

$$\left. + \frac{1{,}93\cdot 3{,}0^2 - 0{,}09293\cdot 3{,}2166}{24}\right) = -0{,}238 \text{ кН м } (-0{,}0238 \text{ тс·м}).$$

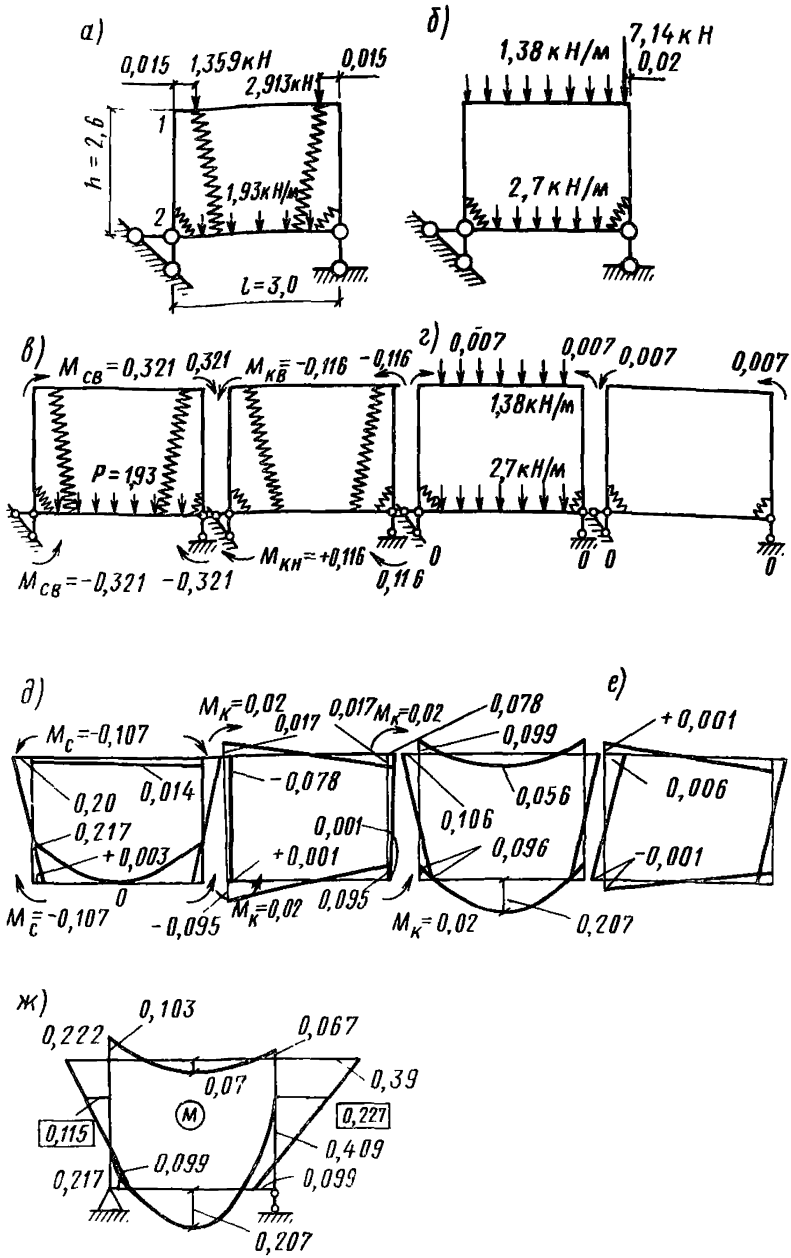


Рис. 57. Изгибающие моменты в раме – полоске

Схема *1* с дополнительными внутренними связями (*а*), схема *2* отдельной рамы (*б*); нагрузки (Р – в кН · 10^{-1}/м, М – в кН · 10^{-1} м/м) – (*в*) и внутренние моменты (*д*) в схеме *1*; нагрузки (*г*) и внутренние моменты (*е*) в схеме *2*; суммарная эпюра моментов (*ж*)

Моменты в дополнительных связях жесткостью $C_в$:

$$M_c = -\frac{1}{3}\left[M_{cв}\mu - X_c\mu/2 + ql^2\mu/12 - pl^2\eta\nu/24 + (M_{cн} + X_c)\eta\nu/2\right]/(\beta\nu) =$$

$$= -\frac{1}{(0{,}3228 \cdot 3{,}2166)}\left[3{,}21 \cdot 0{,}1083 + 0{,}238 \cdot 0{,}1083/2 - \right.$$

$$\left. - \frac{1{,}93 \cdot 3^2 \cdot 0{,}09293 \cdot 3{,}2166}{24} + (-3{,}21 - 0{,}238) \times \right.$$

$$\left. \times \frac{0{,}09293 \cdot 3{,}2166}{2}\right] = -1{,}072 \text{ кН·м } (-0{,}1072 \text{ тс·м}).$$

Моменты в углах

$$M_{1вс} = \left[3(M_{cв} + M_c) + ql^2/4 + X_c\mu + M_c\lambda\mu\right]/\nu =$$

$$= [3(3{,}21 - 1{,}072) + (-0{,}238) \cdot 0{,}1083 - 1{,}072 \cdot (-0{,}2535) \cdot 0{,}1083]/2 \cdot 3{,}2166 =$$

$$= 1{,}995 \text{ кН·м } (0{,}1995 \text{ тс·м});$$

$$M_{1гс} = \mu\left(ql^2/4\mu - 2M_{cв} + X_c - 2M_c + \lambda M_c\right)/\nu =$$

$$= 0{,}1083\ (-2 \cdot 0{,}321 - 0{,}0238 + 2 \cdot 0{,}1072 + 0{,}2535 \cdot 0{,}1072)\ 10/3{,}2166 =$$

$$= -0{,}143 \text{ кН·м } (-0{,}0143 \text{ тс·м});$$

$$M_{2вс} = X_c + M_c\lambda = -0{,}238 + 1{,}072 \cdot 0{,}2535 = 0{,}0337 \text{ кН·м } (0{,}00337 \text{ тс·м});$$

$$M_{2гс} = X_c + (\lambda + 1)M_c - M_{cн} = -0{,}238 + (-0{,}2535 + 1)(-1{,}072) + 3{,}21 = 2{,}17 \text{ кН·м}$$

(0,217 тс·м).

Кососимметричное загружение

$M_{кв} = -1{,}16$ кН·м; $M_{кн} = +1{,}16$ кН·м (0,116 тс·м).

Внутренние моменты в связях жесткостью $C_н$ внутри блока

$$X_к = (M_{кв}\mu/\theta + M_{кн}\eta)/(6\psi) =$$

$$= \frac{1}{(6 \cdot 0{,}08378)}\left(\frac{-1{,}16 \cdot 0{,}1083}{1{,}2166} + 1{,}16 \cdot 0{,}09293\right) = 0{,}00902 \text{ кН·м } (0{,}000902 \text{ тс·м}).$$

Моменты в дополнительных связях

$$M_к = -\frac{1}{3}\left[2M_{кв}\mu - X_к\mu + (M_{кн} + X_к)\eta\theta\right]/(6\theta\alpha) =$$

$$= -3\ [2\ (-1{,}16)\ 0{,}1083 - 0{,}009 \cdot 0{,}1083 + (1{,}16 + 0{,}009)\ 0{,}09293 \cdot 1{,}2166]/$$

$$/(6 \cdot 1{,}2166 \cdot 0{,}2404) = 0{,}205 \text{ кН·м } (0{,}0205 \text{ тс·м}).$$

Моменты в углах

$$M_{1вк} = \left[(M_{кв} + M_к) + X_к\mu + M_к\gamma\mu\right]/\theta =$$

$$=[(-1,16+0,205)+0,009\cdot0,1083+0,205\ (-0,00778)\ 0,1083]\times$$

$$\times\ 1/1,2166=-0,784\ \text{кН м}\ (-0,0784\ \text{тс м});$$

$$M_{1гк}=-\frac{0,1083}{1,2166}[2(M_{кв}+M_к)-X_к-M_к\gamma]\mu/\theta=$$

$$=-\frac{0,1083}{1,2166}[2(-1,16+0,205)-0,009+0,205\cdot0,00778]=$$

$$=+0,170\ \text{кН·м}\ (0,0170\ \text{тс·м});$$

$$M_{2гк}=-M_{кн}+X_к+M_к(1+\gamma)=-1,16+0,009+0,205\ (1-0,00778)=$$

$$=-0,947\ \text{кН·м}\ (-0,0947\ \text{тс·м});$$

$$M_{2вк}=X_к+M_к\gamma=0,0090+0,205\cdot(-0,00778)=$$

$$=+0,007\ \text{кН·м}\ (0,0007\ \text{тс·м}).$$

Схема 2 (рис. 57,*г*). Симметричное загружение

$M_{св}=0,07$ кН·м (0,007 тс·м), $q=1,38$ кН/м^2 (0,138 тс/м^2),

$M_{сн}=0$; $p=2,7$ кН/м^2 (0,270 тс/м^2),

Внутренние моменты в связях жесткостью $C_н$

$$X_c=(M_{св}\mu/2+M_{сн}\eta\nu/2+ql^2\mu/24+pl^2\eta\nu/24)/(\rho\nu)=$$

$$=(0,07\cdot0,1083/2+1,38\cdot3^2\cdot0,1083/24+2,7\cdot3^2\cdot0,09293\cdot3,2166/24)/$$

$$/(0,1169\cdot3,2166)=0,964\ \text{кН·м}\ (0,0964\ \text{тс·м}).$$

Моменты в углах

$$M_{1вс}=(3M_{св}+ql^2/4+X_c\mu)/\nu=$$

$$=(3\cdot0,07+1,38\cdot3^2/4+0,964\cdot0,1083)/3,2166=1,063\ \text{кН·м}\ (0,1063\ \text{тс·м});$$

$$M_{1гс}=[ql^2/(4\mu)-2M_{св}+X_c]\mu/\nu=$$

$$=\frac{0,1083}{3,2166}\left(\frac{1,38\cdot9}{(4\cdot0,1083)}-2\cdot0,07+0,964\right)=0,993\ \text{кН·м}\ (0,0993\ \text{тс·м});$$

$M_{2вс}=0,964$ кН·м (0,0964 тс·м);
$M_{2гс}=0,964$ кН·м (0,0964 тс·м);

Кососимметричное загружение

$M_{кв}=-0,07$ кН·м (−0,007 тс·м);
$M_{кн}=0$;

$$X_к = M_{кв}\mu/(6\theta\Psi) = -\frac{0{,}07 \cdot 0{,}1083}{(6 \cdot 0{,}08378 \cdot 1{,}2166)} = -0{,}012 \text{ кН·м},$$

(−0,0012 тс·м);

$$M_{1вк} = (M_{кв} + X_к\mu)/\theta = (-0{,}007 - 0{,}01 \cdot 0{,}1083)\frac{1}{1{,}2166} =$$

$$= -0{,}058 \text{ кН·м } (-0{,}0058 \text{ тс·м});$$

$$M_{1гк} = -(2M_{кв} - X_к)\mu/\theta = -0{,}1083(-2 \cdot 0{,}07 + 0{,}012)1{,}2166 = +0{,}011 \text{ кН·м},$$

$$M_{2гк} = X_к = -0{,}012 \text{ кН·м } (-0{,}0012 \text{ тс·м});$$

$$M_{2вк} = X_к = -0{,}012 \text{ кН·м } (-0{,}0012 \text{ тс·м}).$$

Суммарная эпюра моментов в раме приведена на рис. 57,*ж*.

10. Эксцентриситеты вертикальных сил

Расчетное сечение в соответствии с п. 4.24 находится в средней трети высоты стоек рамы.

Исходя из эпюры М по рис. 57,*ж* и действующих сил N, находим их эксцентриситеты.

В левой стойке

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1{,}15}{136{,}9} = 0{,}0084 \text{ м};$$

В правой стойке

$$e = \frac{2{,}27}{291{,}3} = 0{,}0077 \text{ м}.$$

Этот эксцентриситет при толщине стены $h \leq 10$ см должен быть принят не менее $e_0 \geq h/10$ (п. 4.23).

Для левой стойки $h = 6$ см; $h/10 = 0{,}6$ см;
Принимается $e_0 = 0{,}84$ см $> 0{,}6$ см.
Для правой стойки $h = 10$ см; $h/10 = 1$ см;
Принимается $e_0 = 1$ см.

11. Проверка несущей способности

Проверяем на внецентренное сжатие в стене по оси *2* полосу шириной 0,01 м у края проема; угловой простенок на пересечении осей 2 и Б и в стене оси 1 вертикальную полосу шириной 1 м на расстоянии l_0 от оси Б, а также на срез перемычки в стенах по осям Б и А. Расчет проводим с учетом действия всех нагрузок, т.е. по случаю I для расчетных сопротивлений табл.7

Стена на оси 2

Промежуточное по высоте сечение

N = 291,3 кН/м (29,13 тс/м), e_0 = 0,01 м $H = h_{бл} - \delta = 2{,}6 - 0{,}05 = 2{,}55$ м. По п.4.29 $l_0 = 0{,}8H = 0{,}8 \cdot 2{,}55 = 2{,}04$ м.

По формулам прил. 3.

$$t = \left| \begin{array}{l} e_0/h = 0{,}01/01 = 0{,}1 \\ 0{,}5 - 0{,}01 l_0/h - 001 R_{пр} \end{array} \right| = (0{,}5 - 0{,}01)\frac{2{,}04}{0{,}1} - - 0{,}001 \cdot 9{,}0 = 0{,}206; t = 0{,}206.$$

Коэффициент снижения жесткости сечения в предельном состоянии

$$k_{EI} = \frac{0{,}11}{(0{,}1 + t)} + 0{,}1 = \frac{0{,}11}{(0{,}1 + 0{,}206)} + 0{,}1 = 0{,}459.$$

Отношение $M^{дл}/M$ принимаем равным 0,75.

Коэффициент влияния длительной нагрузки на снижение критической силы

$$k_{дл} = 1 + \beta_{дл} M^{дл}/M = 1 + 0{,}75 = 1{,}75.$$

Момент инерции вертикальной полосы

$$I = 1 \cdot \frac{0{,}1^3}{12} = 8{,}3 \cdot 10^{-5}\ м^4.$$

Условная критическая сила

$$N_{кр} = \frac{6{,}4 E_б I k_{EI}}{(k_{дл} l_0^2)} = \frac{6{,}4 \cdot 1800 \cdot 10^4 \cdot 8{,}3 \cdot 10^{-5} \cdot 0{,}459}{(1{,}75 \cdot 2{,}04^2)} = 602 \text{ кН/м } (60{,}2 \text{ тс/м});$$

$$n_{кр} = \frac{N_{кр}}{(k R_{пр\,б} F)} = \frac{602}{(1 \cdot 7{,}6 \cdot 0{,}1 \cdot 10^3)} = 0{,}792;$$

$$\varphi_б = 0{,}5 \left[n_{кр} + 1 - \sqrt{(1 - n_{кр})^2 + 8 n_{кр} e_0/h} \right] =$$

$$= 0{,}5 \left[0{,}792 + 1 - \sqrt{(1 - 0{,}792)^2 + 8 \cdot 0{,}792 \cdot 0{,}01/0{,}1} \right] = 0{,}485.$$

Предельная несущая способность полосы стены шириной 1 м

$$N_{ст} = k R_{пр.б} F \varphi_б = 1 \cdot 76 \cdot 10^3 \cdot 0{,}1 \cdot 0{,}485 = 368 \text{ кН } (36{,}8 \text{ тс}) > N = 291{,}3 \text{ кН } (29{,}13 \text{ тс}).$$

Прочность сечения обеспечена.

Опорное сечение

Расчет производим по [10] пп. 12.50 – 12.58 как для платформенного стыка с односторонним опиранием при наличии "пальцев", пересекающих их стык (рис. 49).

$\bar{R}_ш$=10 МПа (100 кгс/см^2) $\bar{R}_{ст}$=20 МПа (200 кгс/см^2); $m_{т.ш}$ = 1;

$k_н$=1 $R_{оп}=R_{пр.б}$=7,6 МПа (76 кгс/см^2);

e' = 4 см (при e_0=1 см);
$h_{оп}$=100 см;

$h_{рас}=h_c=2e'$=8 см;

$$m_{оп}=\sqrt{h_c\,h_{рас}}/h_{оп}=\sqrt{8\cdot 8}/10=0{,}8;$$

$$m_ш=1-0{,}08m_{тш}/(0{,}2+\bar{R}_ш/\bar{R}_{ст})=1-0{,}08\cdot 1/(0{,}2+10/20)=0{,}886.$$

Для учета неравномерности передачи нагрузки в шве из-за перерезания его "пальцами" панельного пролета с негарантированной зачеканкой бетона над "пальцами" вводим коэффициент

$$m_{пуст}=\frac{F_{нт}}{F_{пол}}=\frac{(6-1{,}2)}{6}=0{,}8,$$

где $F_{нт}$ – площадь шва без "пальцев"; $F_{пол}$ – общая площадь шва под стеной.

Несущая способность опорного сечения

$$N_{оп}=R_{оп}F_{оп}m_ш m_{оп}m_{пуст}/k_н=$$
$$=10^3\cdot 7{,}6\cdot 0{,}1\cdot 0{,}886\cdot 0{,}8\cdot 0{,}8=430{,}9\ \text{кН/м}\ (43{,}09\ \text{тс/м})>291{,}3\ \text{кН/м}$$

(29,13 тс/м). Прочность опорного сечения обеспечена.

Стена по оси 1

Промежуточное по высоте сечение.

Исходя из эпюры сил N на рис. 56, находим, что на расстоянии l_0=2,04 м от оси Б величина N=120,7 кН/м (12,07 тс/м).

Считаем величину e_0 в рассчитываемом сечении такой же, как на расстоянии 1,1 м от оси Б; e_0=0,0084 м.

Учитываем наличие распалубочного уклона от 5,5 см (внизу) до 6,5 см (в уровне потолка).

В расчетном сечении h =0,0617 м;

$$t=\begin{cases}0{,}5-0{,}01\cdot 2{,}04/0{,}062-0{,}001\cdot 90=0{,}079\\ e_0/h=0{,}0084/0{,}062=0{,}135\end{cases}=0{,}135;$$

$$k_{EI}=\frac{0{,}11}{(0{,}1+0{,}135)}+0{,}1=0{,}568;$$

$$I = \frac{0{,}062^3}{12} = 1{,}99 \cdot 10^{-5}\ \text{м}^4/\text{м};$$

$$N_{кр} = \frac{6{,}4 \cdot 1800 \cdot 10^4 \cdot 1{,}99 \cdot 10^{-5} \cdot 0{,}568}{1{,}75 \cdot 2{,}04^2} = 178{,}8\ \text{кН/м}\ (17{,}88\ \text{тс/м}).$$

$$n_{кр} = \frac{17{,}88}{(760 \cdot 0{,}062)} = 0{,}380;$$

$$\varphi_б = 0{,}5\,[0{,}380 + 1 - \sqrt{(1 - 0{,}380^2) + 8 \cdot 0{,}380 \cdot 0{,}0084/0{,}062}] = 0{,}244;$$

$$N_{ст} = 7{,}6 \cdot 10^3 \cdot 0{,}062 \cdot 0{,}244 = 115\ \text{кН}\ (11{,}5\ \text{тс}) < 120{,}7\ \text{кН}\ (120{,}7\ \text{тс})\ \text{на}\ 5\%.$$

Учитывая пространственный характер работы блока и перераспределение усилий в предельном состоянии к более прочным углам, прочность сечения считаем обеспеченной.

Опорное сечение

Исходя из эпюры М (рис. 57), определяем в опорном сечении

$$e' = 0{,}03 - \frac{0{,}099}{13{,}99} = 0{,}0227\ \text{м};$$

$$h_{рас} = h_c = 2 \cdot e' = 0{,}0454\ \text{м}; \qquad h_{оп} = 0{,}06\ \text{м};$$

$$m_{оп} = \frac{\sqrt{0{,}0454 \cdot 0{,}0454}}{0{,}06} = 0{,}75;\ m_ш = 0{,}886;$$

$$N_{оп} = 7{,}6 \cdot 10^3 \cdot 0{,}06 \cdot 0{,}886 \cdot 0{,}75 = 303\ \text{кН}\ (30{,}3\ \text{тс}) > 120{,}7\ \text{кН}\ (12{,}07\ \text{тс})$$

Прочность опорного сечения обеспечена.

11.3. Угловой простенок на пересечении осей 2 и Б

Промежуточное по высоте сечение.

Конструктивно его сечение увеличено до 0,14х0,14 м.

Исходя из напряжений, подсчитанных в табл. 11, $N = 3243 \cdot 0{,}14 \cdot 0{,}14 = 63{,}56$ кН (6,356 тс).

Учитываем возможность наличия эксцентриситетов в среднем сечении в двух направлениях $e_{ox} = e_{oy} = 2$ см.

Простенок рассчитывается как железобетонная колонна симметрично армированная при косом внецентренном сжатии по [18]. Не приводя расчета, укажем диаметры рабочей арматуры $F_a = F_a' = 4{,}02\ \text{см}^2$.

Принято по 2 стержня диаметром 16 мм класса А-III с каждой стороны сечения колонны.

Опорное сечение

Расчет ведется по [18] п. 3.95.

Учитывая, что опорная площадка находится в углу панели пола $F_p = F_{см}$; $\gamma_б = \sqrt[3]{F_p / F_{см}} = 1$; $\mu_{см} = 0{,}75$.

$R_{см} = \gamma_б R_{пр} = 1 \cdot 9.9 = 9{,}9$ МПа (990 тс/м^2):

$N = 63{,}56$ кН $< M_{см} R_{см} F_{см} = 0{,}75 \cdot 9{,}9 \cdot 9 \cdot 10^3 \cdot 0{,}14 \cdot 0{,}14 = 145$ кН (14,5 тс).

Прочность опорного сечения панели пола обеспечена.

Опорный участок простенка армируется тремя сетками с ячейкой 40х40 мм проволокой диаметром 5 мм класса Вр-I в каждом направлении.

Срез перемычек блока

Суммарная сдвигающая сила, действующая в перемычках стен по осям А и Б блока в уровне верха над первым этажом

$Q = \Sigma P_{эт} = -9{,}806 - 2{,}373 = -12{,}18$ кН (– 1,218 тс).

Эту поперечную силу распределяем между перемычками пропорционально их жесткостям.

По оси А

$$Q = \frac{5754{,}7}{8662{,}5} \cdot 12{,}18 = 8{,}09 \text{ кН } (0{,}809 \text{ тс});$$

по оси Б

$$Q = \frac{2907{,}8}{8662{,}5} 12{,}18 = 4{,}09 \text{ кН } (0{,}409 \text{ тс});$$

$k_2 = 2{,}0$ $R_p = 0{,}57$ МПа (57 тс/м^2).

По оси А (по рис. 52) $\Sigma b h_0 = 0{,}08 [(0{,}28 - 0{,}03) + (0{,}80 - 0{,}03)] +$

$+ 0{,}12 (0{,}18 - 0{,}03) = 0{,}0996$ м^2.

В соответствии с [18], п. 3.42 при отсутствии поперечной арматуры:

$Q = 8{,}09$ кН (0,809 тс) $\le k_2 R_p b h_0 = 2 \cdot 0{,}57 \cdot 10^3 \cdot 0{,}0996 = 113{,}5$ кН (11,35 тс).

Второе условие $Q \le k_3 R_p b h_0^2 / c$ также удовлетворяется с большим запасом.

Прочность перемычек обеспечена. Проверка несущей способности других блоков, входящих в блок-секцию, производится аналогично рассмотренному выше.

Проверка несущей способности панельных диафрагм производится в уровне первого этажа по найденным значениям усилий по [10] и здесь не приводится.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОГИБОВ КОНСОЛЬНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ОТ ЕДИНИЧНОЙ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

При опирании диафрагм с плоским горизонтальным сечением на две опоры по краям (рис. 58) суммарный прогиб от действия единичной горизонтальной нагрузки

$$U = U_{изг} + U_{сдв} + U_{пов}, \tag{72}$$

где

$U_{изг} = Qh^3/(3EI)$ – прогиб от изгиба;

$U_{сдв} = Qh/(GF)$ – прогиб от сдвига;

$U_{пов} = \varphi h$ – дополнительный прогиб верха от поворота угла на угол φ;

для левого торца по линии А

$$\varphi_A = 4Ql/(Eh^2\delta); \tag{73}$$

для правого торца по линии Б

$$\varphi_Б = -2Ql/(Eh^2\delta). \tag{74}$$

Если принять во внимание, что $G = 0{,}4E$ [1], то суммарный прогиб плоской диафрагмы при опирании на две опоры:
по линии А

$$U_A = Q/(El^3h\delta)(h^2m_1 + 4l^4); \tag{75}$$

по линии Б

$$U_Б = Q/(El^3h\delta)(h^2m_1 - 2l^4), \tag{76}$$

где

$$m_1 = 4h^2 + 2{,}5l^2. \tag{77}$$

При опирании плоской диафрагмы на сплошное жесткое основание вторые слагаемые в (75) и (76) равны нулю.

Для определения суммарного прогиба U железобетонной диафрагмы двутаврового сечения (рис. 59), у которой длина стенки l и ширина полок b значительно больше их толщины δ_1 и δ_2, можно принять, что площадь горизонтального сечения

$$F \approx l\delta_1(1 + 2\alpha),$$

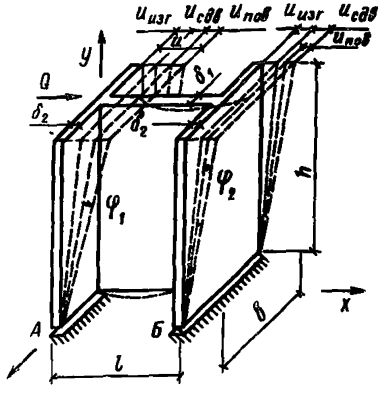


Рис.58. Схема работы плоской диафрагмы на двух опорах

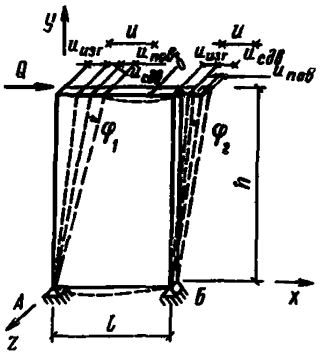


Рис. 59. Схема работы двутавровой диафрагмы при опирании по линии полок

а момент инерции

$$I = t^3 \delta_1 (1 + 6\alpha)/12,$$

где

$$\alpha = b\delta_2 /(t\delta_1).$$

Суммарный прогиб U диафрагмы двутаврового сечения при ее опирании на две опоры:

по линии А

$$U_A = Q/(Et^3 h\delta_1)(h^2 m_2 + 4t^4); \quad (78)$$

по линии Б

$$U_Б = Q/(Et^3 h\delta_1)(h^2 m_2 - 2t^4), \quad (79)$$

где

$$m_2 = 4h^2/(1+6\alpha) + 2{,}5t^2/(1+2\alpha). \quad (80)$$

Когда диафрагма двутаврового сечения свободно оперта на жесткое основание, вторые члены (78) и (79) равны нулю.

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ (МКЭ) И МЕТОДА ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ (МПКЭ) ДЛЯ ПРОСТРАНСТВЕННОГО РАСЧЕТА ОТДЕЛЬНЫХ ОБЪЕМНЫХ БЛОКОВ НА ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ

Применение численных методов, реализованных в виде программ на ЭВМ, для пространственного расчета объемных блоков иллюстрируется на примере расчета унифицированного объемного блока типа "колпак" с линейной схемой опирания по МКЭ (программа "СПРИНТ") [19] и по МПКЭ (программа "КОНТУР" [20, 21]. Исходные данные: толщина продольных стен – 6 см, торцовых стен – 8 см, панели потолка – 5 см, плиты пола – 7 см; материал – бетон марки М 300; начальный модуль упругости $E_б$ = ≈ $2{,}9 \cdot 10^4$ МПа ($2{,}9 \cdot 10^5$ кгс/см^2); коэффициент Пуассона $\nu = 0{,}2$. Жесткости швов: между колпаком и полом – $0{,}312 \cdot 10^6$ Н·см/см ($0{,}312 \cdot 10^5$ кгс·см/см), между двумя блоками по вертикали – $1{,}284 \cdot 10^6$ Н·см/см ($1{,}284 \cdot 10^5$ кгс·см/см). Геометрический эксцентриситет сил N = 2500 Н/м (250 кгс/см), приложенных по периметру стен блока, равен 1см и направлен внутрь блока. Шаг воз-

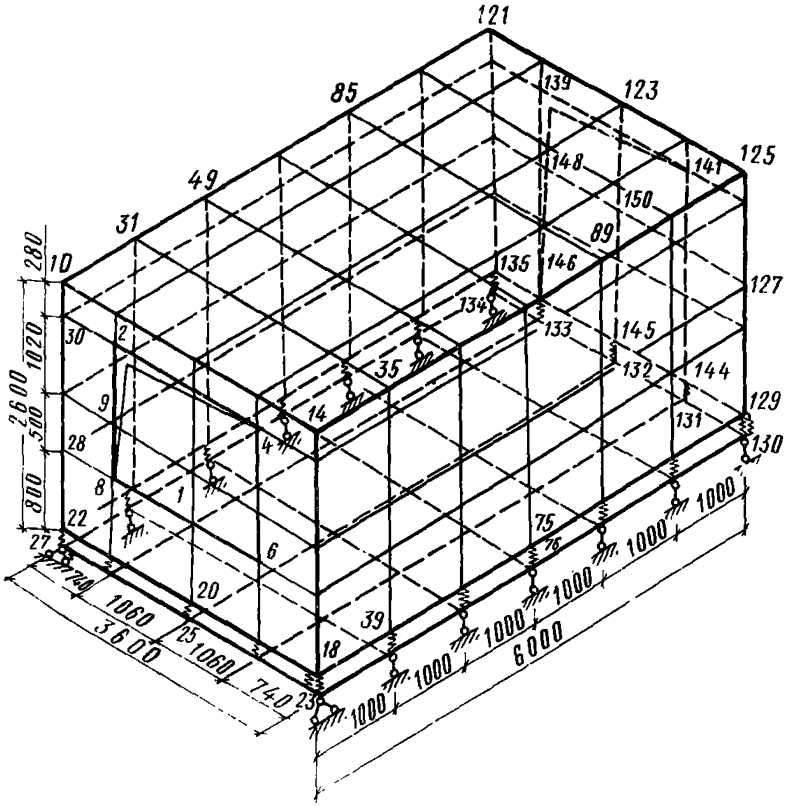


Рис. 60. Расчетная схема объемного блока по МКЭ

растания нагрузки – 250 Н/см (25 кгс/см) на один этаж. Распределенные нагрузки: на потолок – 0,125 Н/см² (0,0125 кгс/см²) на пол – 0,5 Н/см² (0,05 кгс/см²). Все нагрузки действуют вертикально. Защемление блока в столбе моделируется фиктивными пространственными стержнями, шарнирно присоединенными к панели потолка и плите пола блока, жесткость которых EI_φ (Н·см²), (кгс·см²) определяется по формуле $EI_\varphi = cHa$, где c – жесткость на изгиб шва между двумя смежными по высоте столба блоками (Н·см/см, кгс·см/см), определяемая в соответствии с [4]. H – высота блока, см; a – расстояние между центрами конечных элементов стен блока, примыкающих к рассматриваемому узлу, см.

Расчетные схемы объемного блока для расчета по МКЭ и по МПКЭ приведены соответственно на рис. 60, 61. При расчете по МКЭ использованы прямоугольные конечные элементы оболочки нулевой кривизны и пространственные стержни с шестью степенями свободы в узле (три линейных и три угловых перемещения) и стержневые КЭ, моделирующие защемление объемного блока в столбе. При расчете по МПКЭ были использованы пространственные конечные элементы оболочки с четырьмя степенями свободы в узле (три обобщенных перемещения и обобщенный угол поворота). Защемление объемного блока в столбе учтено при выборе функции Власова [22]. Сравнение параметров расчетных схем объемного блока проведено в табл. 12.

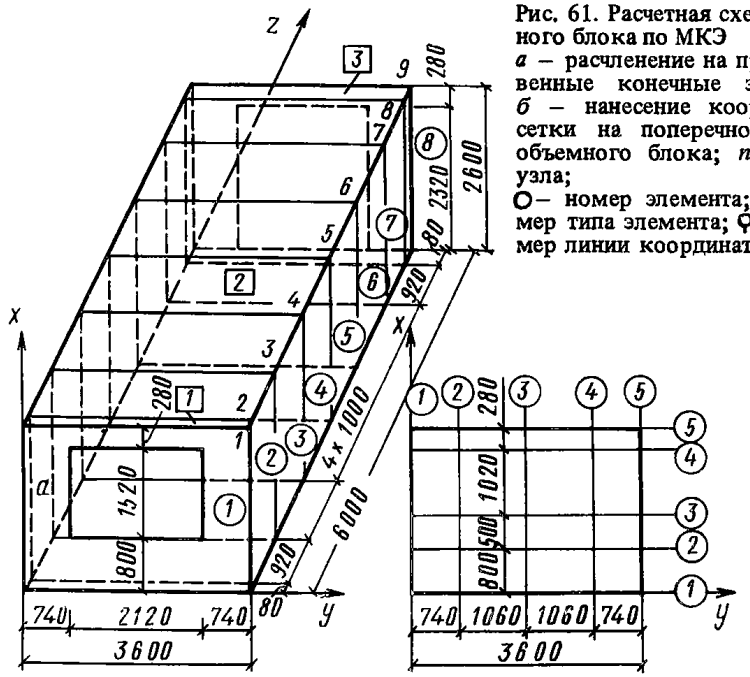


Рис. 61. Расчетная схема объемного блока по МКЭ
а – расчленение на пространственные конечные элементы; *б* – нанесение координатной сетки на поперечное сечение объемного блока; *п* – номер узла;
○– номер элемента; □ – номер типа элемента; ♀,–○ – номер линии координатной сетки

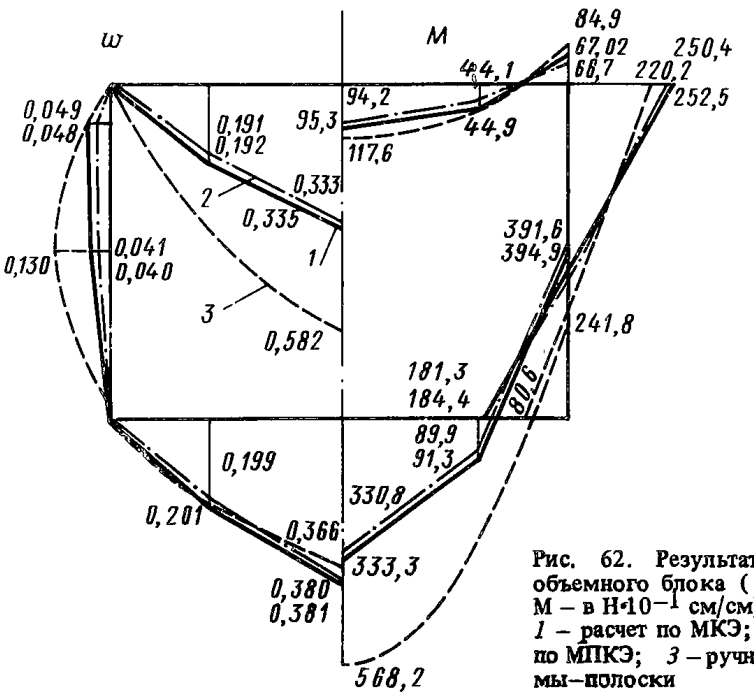


Рис. 62. Результаты расчета объемного блока (w – в см, М – в $H \cdot 10^{-1}$ см/см)
1 – расчет по МКЭ; *2* – расчет по МПКЭ; *3* – ручной счет рамы–полоски

Таблица 12

Сравниваемые параметры	Метод расчета	
	МКЭ	МПКЭ
Количество узлов, шт.	150	9
Количество неизвестных, шт.	900	32
Время счета на ЭВМ, мин.	40	8

На рис. 62 построены эпюры прогибов и изгибающих моментов из плоскости стен для среднего по длине сечения блока, полученные из расчета по МКЭ, МПКЭ и из ручного расчета рамы-полоски, выделенной из объемного блока. Расхождение расчета по МПКЭ и МКЭ не превышает 5%; максимальные значения прогибов и изгибающих моментов, полученные из расчета объемного блока как пространственной системы меньше величин, полученных при ручном расчете рамы-полоски соответственно на 43 и 41%.

Применение МПКЭ, по сравнению с МКЭ, обеспечивает значительную экономию затрат машинного времени.

Список литературы

1. Резниченко В.И. Конструкции крупнопанельных зданий с несущими объемными блоками. – Киев.: Будівельник, 1983. – 80 с.

2. Руководство по проектированию крупнопанельных зданий с применением несущих объемных блоков. – М.: Стройиздат, 1983. – 58 с.

3. Рекомендации по повышению качества и надежности объемно-блочных зданий. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1981.–77 с.

4. Рекомендации по расчету и конструированию зданий высотой до девяти этажей из несущих железобетонных объемных блоков. – Киев.; Будівельник, 1976.–118 с.

5. Рекомендации по проектированию железобетонных крыш с теплым чердаком для жилых зданий различной этажности. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1980. – 26 с.

6. Граник Ю.Г. Рекомендации по применению виброударного способа формования изделий крупнопанельного домостроения. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1979. – 33 с.

7. Граник Ю.Г. Заводское производство элементов полносборных домов. – М.: Стройиздат, 1984. – 220 с.

8. Граник Ю.Г. Технология формования монолитных объемных блоков в установках с подвижными сердечниками. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1968. – 72 с.

9. Монфред Ю.Б., Николаев Н.А. и др. Здания из объемных блоков. – М.: Стройиздат, 1974.–487 с.

10. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий: ВСН 32 – 77. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с.

11. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов.–М.:Стройиздат, 1977.–224 с.

12. Рекомендации по определению технико-экономических показателей и сравнительной оценке объемно-блочного домостроения и других строительных систем. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1983. – 110 с.

13. Рекомендации по сравнительной технико-экономической оценке конструкций монолитных, полносборных и кирпичных зданий различной этажности. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1983. – 172 с.

14. Инструкция по технико-экономической оценке типовых и экспериментальных проектов жилых домов и общественных зданий и сооружений: (СН 545 – 82). – М.: Стройиздат, 1983.– 96 с.

15. Руководство по выбору рациональных строительных систем жилых зданий для массового строительства в различных условиях. – М.: Стройиздат, 1978. – 88 с.

16. Нормативы удельных капитальных вложений по отраслям "Строительство" и "Промышленность строительных конструкций и деталей" на 1981 – 1985 годы: (СН 469 – 79). – М.: Стройиздат, 1980. – 157 с.

17. Р ж а н и ц ы н А.Р. Теория составных стержней строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1948. – 190 с.

18. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения).– М.: Стройиздат, 1978. – 328 с.

19. Ш а п о ш н и к о в Н.Н. и др. Инструкция к программе расчета комбинированных систем методом конечного элемента (СПРИНТ). – М.: ЦНИИпроект, 1982. – вып. 1– 250.

20 Рекомендации по расчету многоэтажных зданий панельно-блочной и объемно-блочной конструктивных систем, с учетом особенностей пространственной работы. – М.: Стройиздат, 1984.–100 с.

21. Методические рекомендации по расчету зданий и сооружений как единых пространственных систем и их элементов на статические и динамические воздействия с применением программы "КОНТУР". –Киев: НИИСК, 1984. – 120 с.

22. Н е м ч и н о в Ю.И., К о з ы р ь В.Г. Расчет тонкостенных конструкций с учетом моментного напряженного состояния методом пространственных конечных элементов. – Строительная механика и расчет сооружений, 1984, № 2, с. 18 – 21.

СОДЕРЖАНИЕ

1. Общая часть 3
2. Конструктивные решения панельно-блочных зданий 6
Конструктивная схема 6
Модульная координация и привязка объемных блоков и пространственных элементов к планировочным осям 8
3. Конструктивные решения объемных блоков и пространственных элементов 9
Номенклатура и типоразмеры изделий 9
Материалы для конструкций зданий 11
Конструкция объемных блоков 13
Армирование объемных блоков 15
Наружные стены зданий 18
Узлы, стыки, связи зданий с применением объемных блоков 19
Лестнично-лифтовые узлы 23
Лоджии, балконы, эркеры 25
Прочие элементы зданий 27
Принципы изготовления объемных блоков и пространственных элементов 29
Особенности транспортирования блоков и пространственных элементов и монтажа зданий 32
4. Расчеты конструкций зданий 34
Нагрузки и воздействия 34
Расчет на эксплуатационные воздействия 35
Определение усилий в плоскостях граней элементов зданий 36
Определение эксцентриситетов действия вертикальных сил из плоскости граней 43
Проверка несущей способности стен 48
Расчет на транспортные и монтажные воздействия 49
Расчет на аварийные воздействия 52
Жесткостные характеристики связей 53
5. Технико-экономические основы конструирования зданий с применением несущих бетонных объемных блоков 55
Основные методические положения технико-экономической оценки . . . 55
Проектные технико-экономические показатели зданий 58
Технико-экономические обоснования создания производственной базы для строительства зданий с применением объемных блоков 63
Технико-экономическое обоснование выбора конструктивных систем здания и определение рациональных областей их применения 65
Приложение 1. Рекомендации по расчету малых объемных блоков 67
Приложение 2. Расчет симметричной рамы с дополнительными связями на поперечный изгиб 69

Приложение 3. Предельная несущая способность внецентренно-сжатых бетонных сечений стен 70
Приложение 4. Формулы для приближенного расчета объемных блоков по деформациям и в стадии предельного равновесия 72
Приложение 5. Расчет составного стержня из двух ветвей на сжатие осевыми силами при отсутствии изгиба 74
Приложение 6. Пример расчета блок-секции 75
Приложение 7. Определение прогибов консольных диафрагм жесткости от единичной горизонтальной нагрузки 101
Приложение 8. Применение метода конечных элементов (МКЭ) и метода пространственных конечных элементов (МПКЭ) для пространственного расчета отдельных объемных блоков на поперечный изгиб 102
Список литературы 106

gost.e-ecolog.ru