

Пособие по проектированию жилых зданий.

Вып. 3

(к СНиП 2.08.01-85)

6. ПЕРЕКРЫТИЯ

6.1. Междуэтажные перекрытия жилых зданий состоят из несущей части и пола. Перекрытия над шумными нежилыми помещениями, расположенными в жилом здании (магазинами, столовыми, предприятиями бытового обслуживания и т. п.), рекомендуется проектировать с двойным перекрытием (самонесущая железобетонная плита потолка, не связанная непосредственно с плитой несущей части перекрытия). При наличии технического этажа между жилой частью дома и встроенными шумными помещениями самонесущий потолок не требуется. Звукоизоляцию перекрытий от воздушного и ударного шума следует проверять по СНиП II-12-77.

6.2. Перекрытия над техническим подпольем и проездами следует проектировать утепленными. Требуемое сопротивление теплопередаче над подпольем рекомендуется определять из условия обеспечения 50 % (за 1 ч.) воздухообмена в подполье, с использованием уровня воздушно-теплого баланса. При этом необходимо учитывать влияние ограждающих конструкций и теплоотдачи размещенных в подполье трубопроводов отопления и горячего водоснабжения.

Полы

6.3. Полы жилых зданий классифицируются по видам покрытий (паркетные, линолеумные, дощатые, плитные) и по типам конструкций (однослойные, слоистые, отдельные беспустотные и отдельные с пустотами — по лагам).

6.4. Однослойный пол укладывается непосредственно на плиты перекрытий или на выравнивающий слой, устроенный по плитам перекрытий.

В качестве покрытия однослойного пола во всех помещениях квартиры, кроме санитарно-технических узлов, рекомендуется применять линолеум на теплозвукоизоляционной подоснове по ГОСТ 18108—80, или ему подобные материалы, отвечающие требованиям действующих ТУ. Материалы для покрытия полов должны иметь биостойкую, незагнивающую подоснову.

В помещениях санитарно-технических узлов, а также в вестибюлях, внеквартирных коридорах, лестничных клетках, лифтовых холлах и т. д. рекомендуется устраивать полы из керамических (метлахских) плиток. В санитарно-технических узлах допускается полы выполнять из линолеума на резиновой основе.

Однослойный пол рекомендуется применять в междуэтажных перекрытиях, несущая часть которых обеспечивает индекс изоляции воздушного шума не менее 51 дБ. При расчете звукоизоляции перекрытия с однослойным полом необходимо учитывать снижение звукоизоляции вследствие резонансных колебаний пола и косвенной передачи шума смежными конструкциями.

6.5. Слоистый пол состоит из твердого покрытия пола и звукоизоляционного слоя.

В качестве покрытия пола рекомендуется применять штучный паркет (ГОСТ 862.1—85) и паркетные щиты (ГОСТ 862.4—77 и ТУ 13-767—84). В качестве звукоизоляционного слоя рекомендуется применять древесноволокнистые плиты марок 4, 12 и 20 (ГОСТ 4598—86). В случае покрытия пола из штучного паркета рекомендуется предусматривать дополнительный распределительный слой из древесноволокнистых плит марки ПТ-100 (ГОСТ 4598—86). Требуемая толщина звукоизоляционного слоя определяется расчетом или на основании результатов натуральных измерений звукоизоляции.

Слоистый пол рекомендуется применять в междуэтажных перекрытиях, несущая часть которых обеспечивает индекс изоляции воздушного шума не менее 50 дБ, а также в перекрытиях над более холодными помещениями, когда требуется дополнительное утепление перекрытий.

6.6. Раздельный беспустотный пол состоит из покрытия, жесткого основания и звукоизоляционного слоя.

В качестве покрытия раздельного беспустотного пола рекомендуется применять все виды линолеума (см. п. 6.4), плитки ПВХ и другие аналогичные материалы. Допускается также применить штучный паркет (ГОСТ 862.4—87) и сверхтвердые древесноволокнистые плиты (ГОСТ 4598—86). Жесткое основание рекомендуется выполнять в виде монолитной стяжки толщиной 40 мм из легких бетонов на пористых заполнителях или поризованных и фосфогипсовом вяжущем класса не менее В10 и марки по плотности не более D 1200. При покрытии из паркета стяжка может выполняться из мелкозернистого тяжелого бетона. При плитках перекрытия размером на комнату стяжку рекомендуется выполнять в заводских условиях в составе комплексной плиты перекрытия. При устройстве стяжки из бетонов на пористых заполнителях в построечных условиях рекомендуется предусматривать шлифование верхней поверхности стяжки. Выравнивание такой стяжки цементным раствором не допускается.

Между монолитной стяжкой и звукоизоляционным слоем рекомендуется располагать слои водонепроницаемой бумаги или другого подобного материала с перехлестыванием в стыках.

Сборные стяжки основания пола рекомендуется выполнять из бетона на пористых заполнителях класса не ниже В12,5 или гипсоцементно-пуццоланового бетона класса не ниже В5.

Покрытие пола из обычного (нетеплого) линолеума (ГОСТ 7251—77, ГОСТ 14632—79, ГОСТ 16914—71), плиток ПВХ (ГОСТ 16475—81), сверхтвердых древесно-волоконистых плит (ГОСТ 4598—86) рекомендуется укладывать на стяжку из бетона на пористых заполнителях с маркой по плотности не более D1200 или стяжку из гипсоцементно-пуццоланового бетона с маркой по плотности не более D1300.

В качестве звукоизоляционного слоя отдельных беспустотных полов рекомендуется применять: плиты теплоизоляционные из минеральной ваты на синтетическом связующем (ГОСТ 16297—80), полужесткие марки 125, жесткие марки 150, толщиной 35 — 60 мм (ГОСТ 9573—82), плиты древесно-волоконистые мягкие марки 4 плотностью не более 250 кг/м³, толщиной 20 ÷ 40 мм (ГОСТ 4598—86), плиты фибролитовые на портландцементе марки 300 толщиной 50 мм (ГОСТ 8928—81), песок прокаленный, керамзит предельной крупности 20 мм и другие подобные материалы, толщина слоя которых устанавливается на основании результатов исследования звукоизоляции в натуральных условиях.

6.7. Раздельный пол с пустотами состоит из покрытия пола, лаг и звукоизоляционных прокладок под лаги.

В качестве покрытия раздельного пола с пустотами рекомендуется применять паркетные доски и щиты деревянные однослойные (ТУ 13-767—84). Допускается также применять шпунтованные доски (ГОСТ 8242—75), а также сверхтвердые древесно-волоконистые плиты по сплошному настилу из нешпунтованных и нестроганных досок толщиной 22 мм из низкосортной древесины и деловых короткомерных отходов лесопиления и деревообработки или из древесностружечных плит толщиной не менее 19 мм марки П-3 (ГОСТ 10632—77*).

Лаги рекомендуется выполнять из прямоугольных деревянных брусков сечением 40 × 80 мм или клиновидных высотой 40 мм, шириной поверху — 70 и понизу — 26 мм. Расстояние между осями лаг назначается в зависимости от конструкции пола: при толщине основания 19 ÷ 22 мм расстояние между осями лаг не должно превышать 400 мм, а в других случаях — 500 мм.

В качестве звукоизоляционных прокладок под лаги рекомендуется применять плитные материалы, используемые для устройства звукоизоляционного слоя отдельных беспустотных полов (см. п. 6.6).

6.8. Слоистый пол с покрытием из паркета, деревянный пол по лагам и бетонное основание раздельного пола рекомендуется отделять по контуру от стен и других конструкций зазором шириной 10 — 30 мм, заполняемым звукоизоляционным материалом и перекрываемым плинтусом или галтелью.

6.9. Раздельный пол рекомендуется применять при выполнении несущей части перекрытия из сплошных и многпустотных панелей, для которых индекс изоляции от воздушного звука менее 50 дБ.

6.10. Полы подвалов и технических подполий рекомендуется располагать выше уровня грунтовых вод. Если такое решение невыполнимо, в проекте рекомендуется предусматривать меры по водопонижению за счет дренажей и др. Применение противонапорных конструкций допускается лишь при невозможности водопонижения. При этом наружные стены подземной части и железобетонная плита пола подвала должны иметь сплошную гидроизоляцию со стороны грунта и рассчитываться на дополнительные усилия от гидростатического давления.

Плиты перекрытий

6.11. Сборные плиты междуэтажных перекрытий рекомендуется проектировать сплошного сечения (однослойными или трехслойными) или с пустотами.

Однослойные сборные плиты сплошного сечения рекомендуется проектировать из тяжелого или легкого бетона классов не ниже В12,5. При полах раздельного типа и слоистых толщину плит рекомендуется принимать не менее 10 см. При однослойных полах минимальная толщина плит определяется требованиями изоляции воздушного шума.

Плиты размером на комнату при опирании по контуру, двум длинным и одной короткой или только двум длинным сторонам рекомендуется армировать сварными сетками, расположенными в нижней (растянутой) зоне плиты. Арматурные стержни, расположенные вдоль короткого пролета плиты, рекомендуется частично не доводить до опор в соответствии с изменением изгибающих моментов вдоль пролета плиты. В случае, если до опор не доводится половина стержней, разреженное армирование принимается на участках шириной с каждой стороны плиты не более $a = 0,14l - 20d$, где l — длина короткого пролета плиты, d — диаметр стержней.

Для сборных однослойных плит, длина которых 6 м и более, при опирании по двум коротким сторонам или двум коротким и одной длинной рекомендуется предусматривать предварительно напряженное армирование вдоль длинной стороны плиты. В плитах, работающих на изгиб из плоскости в двух направлениях, кроме предварительно напряженной арматуры рекомендуется устанавливать поперечную арматуру в виде сварных сеток.

Плиты, опертые по двум коротким и одной длинной сторонам, допускается проектировать без предварительно напряженного армирования.

Трехслойные сборные плиты перекрытий рекомендуется проектировать сборными. Верхний и нижний слой выполняются из тяжелого бетона класса не ниже В15, средний слой — из крупнопористого бетона (например, керамзитобетона) класса не ниже В3,5. Опорные зоны трехслойных плит перекрытий следует выполнять из тяжелого бетона на всю толщину плиты.

Многopустотные сборные плиты перекрытий рекомендуется проектировать из тяжелого или легкого бетона класса не ниже В15.

Пустоты в плитах можно располагать поперек или вдоль опор в зависимости от схемы опирания на стены и прочности плит по сечениям вдоль пустот и по межпустотным ребрам.

При платформенном стыке многopустотных плит перекрытий со стенами рекомендуется предусматривать конструктивно-технологические меры повышения прочности опорных сечений.

6.12. Для перекрытий из сборных плит рекомендуется учитывать их совместную работу на изгиб из плоскости, обеспечиваемую бетонными шпоночными соединениями и арматурными связями. При учете совместной работы плит проектную толщину зазора, через который замоноличивается стык, рекомендуется принимать не менее 40 мм.

6.13. При армировании сборных плит сварными сетками рекомендуется преимущественно применять стержневую арматуру диаметром 6 — 14 мм класса А-III и арматурную проволоку диаметром 3 — 4 мм класса Вр-I. Из условия минимальной стоимости и расхода арматуры рекомендуется в сварных сетках шаги продольных и поперечных стержней назначать согласно табл. 10.

Т а б л и ц а 10

Диаметр стали, мм	Класс стали	Шаг, мм	Площадь поперечного сечения A_s , мм ² /м	Расчетное растягивающее усилие N_s , Н/мм	Расход стали, кг на 1 м ² сетки
3	Вр-I	100	71	27,31	0,55
		200	35	13,48	0,27
		250	28	10,78	0,22
		300	23	8,86	0,18
4	Вр-I	100	120	47,25	0,99
		150	81	31,	0,66
		200	63	23,63	0,5
		250	50	18,75	0,4
		300	42	15,75	0,33
6	А-III	100	283	101,88	2,22
		150	189	68,04	1,45
		200	141	50,8	1,11
		250	113	40,7	0,89
		300	94	33,8	0,74
8	А-III	300	168	60,5	1,3
10	А-III	300	261	98	2,04
12	А-III	100	1131	424	8,88
12	А-III	200	5,65	212	2,44
		300	377	141,3	2,96
14	А-III	100	1539	577	12,1
		200	769	288,5	6,1
		300	513	192	4

6.14. Размещение и количество монтажных петель или отверстий, используемых для подъема плит, рекомендуется принимать таким, чтобы исключить необходимость дополнительного армирования изделий на монтажные и транспортные воздействия.

6.15. В плитах перекрытий рекомендуется устраивать каналы для скрытой электропроводки. Диаметр каналов в сплошных плитах рекомендуется принимать не более 30 мм.

Заделку сквозных технологических и коммуникационных отверстий в плитах перекрытий рекомендуется предусматривать раствором на расширяющемся цементе или гипсе.

6.16. Глубину опирания сборных плит на стены в зависимости от характера их опирания рекомендуется принимать не менее, мм: при опирании по контуру, а также двум длинным и одной короткой сторонам — 40; при опирании по двум сторонам и пролете плит 4,2 м и менее, а также по двум коротким и одной длинной сторонам — 50; при опирании по двум сторонам и пролете плит более 4,2 м — 70.

При назначении глубины опирания плит перекрытий следует также учитывать требования СНиП 2.03.01—84 к анкеровке арматуры на опорах.

6.17. При применении сборных плит перекрытий в зданиях со стенами из монолитного бетона рекомендуется конструктивно обеспечивать их неразрезность на опорах. С этой целью рекомендуется предусматривать петлевые соединения плит, замоноличенные бетоном. Для увеличения размеров полости, замоноличиваемой бетоном, допускается плиты при монтаже опирать на монтажные столики или телескопические стойки.

6.18. Сборно-монолитные слоистые плиты рекомендуется проектировать из сборной железобетонной плиты-скорлупы, выполняющей роль оставляемой опалубки, и слоя монолитного бетона. Плиту-скорлупу рекомендуется изготавливать из тяжелого бетона класса не ниже В15, толщиной 4 — 6 см. Монолитный слой рекомендуется выполнять из тяжелого бетона класса не менее В12,5 или легкого бетона класса не ниже В7,5. Толщину слоя монолитного бетона рекомендуется принимать не менее толщины скорлупы.

Нижнюю растянутую арматуру плиты рекомендуется размещать в сборной плите-скорлупе, при этом применять предварительно напряженное армирование. Верхняя растянутая арматура, необходимая для восприятия изгибающих моментов на опорах, располагается в монолитном слое плиты. Для обеспечения совместной работы сборного и монолитного слоев рекомендуется на верхней поверхности сборного элемента предусматривать местные углубления для образования шпонок и (или) арматурные выпуски.

6.19. Монолитные плиты перекрытий рекомендуется проектировать однослойными из тяжелого или легкого бетона класса не ниже В12,5. Толщину плит рекомендуется назначать не менее требуемой по условиям звукоизоляции от воздушного шума при однослойных полах.

6.20. Монолитные и сборно-монолитные плиты перекрытий рекомендуется проектировать как защемленные стенами в опорных сечениях.

При возведении зданий в объемно-переставных опалубках, извлекаемых на фасад, плита перекрытия бетонруется одновременно с внутренними стенами. При использовании сборных панелей наружных стен рекомендуется плиту перекрытий рассматривать как защемленную по трем сторонам со свободной четвертой стороной.

При монолитных наружных стенах, которые бетонуются после возведения внутренних конструкций, плиты перекрытий в зависимости от узла их сопряжения с наружной стенкой могут проектироваться защемленными по контуру или по трем сторонам по внутренним стенам и со свободным опиранием на наружную стену.

При возведении монолитных наружных и внутренних стен в едином цикле (например, в блочной или щитовой опалубках), монолитные и сборно-монолитные плиты перекрытий рекомендуется проектировать как защемленные по контуру.

6.21. Монолитные плиты перекрытия рекомендуется армировать сварными сетками. Диаметры и шаги продольной и поперечной арматуры сеток рекомендуется принимать согласно табл. 10. Допускается применение стандартных сеток, выпускаемых промышленностью.

При одностороннем опирании плит перекрытий на стены в случае недостаточной длины анкеровки верхней сетки рекомендуется предусматривать приварку к ней поперечных анкерующих стержней.

В неразрезных плитах перекрытия рабочую арматуру над опорами следует обрывать на расстоянии не ближе $0,25l$ от грани опоры, где l - пролет плиты. Пролетная арматура в опорных сечениях плиты заводится за грань опоры не менее 20 мм; стык арматурных сеток производится внахлестку с соблюдением требований СНиП 2.03.01—84.

В сечениях плите, где трещины в эксплуатационной стадии не образуются, допускается увеличение расстояния между рабочими стержнями арматуры до 400 мм с соблюдением требований СНиП 2.03.01—84.

В плитах, защемленных по трем сторонам, свободный край дополнительно армируется объемным каркасом из четырех стержней диаметром 10 мм из стали класса А-III для восприятия усадочных и температурных воздействий.

Схема армирования монолитной плиты перекрытия, защемленной по трем сторонам, с четвертой свободной показана на рис. 42.

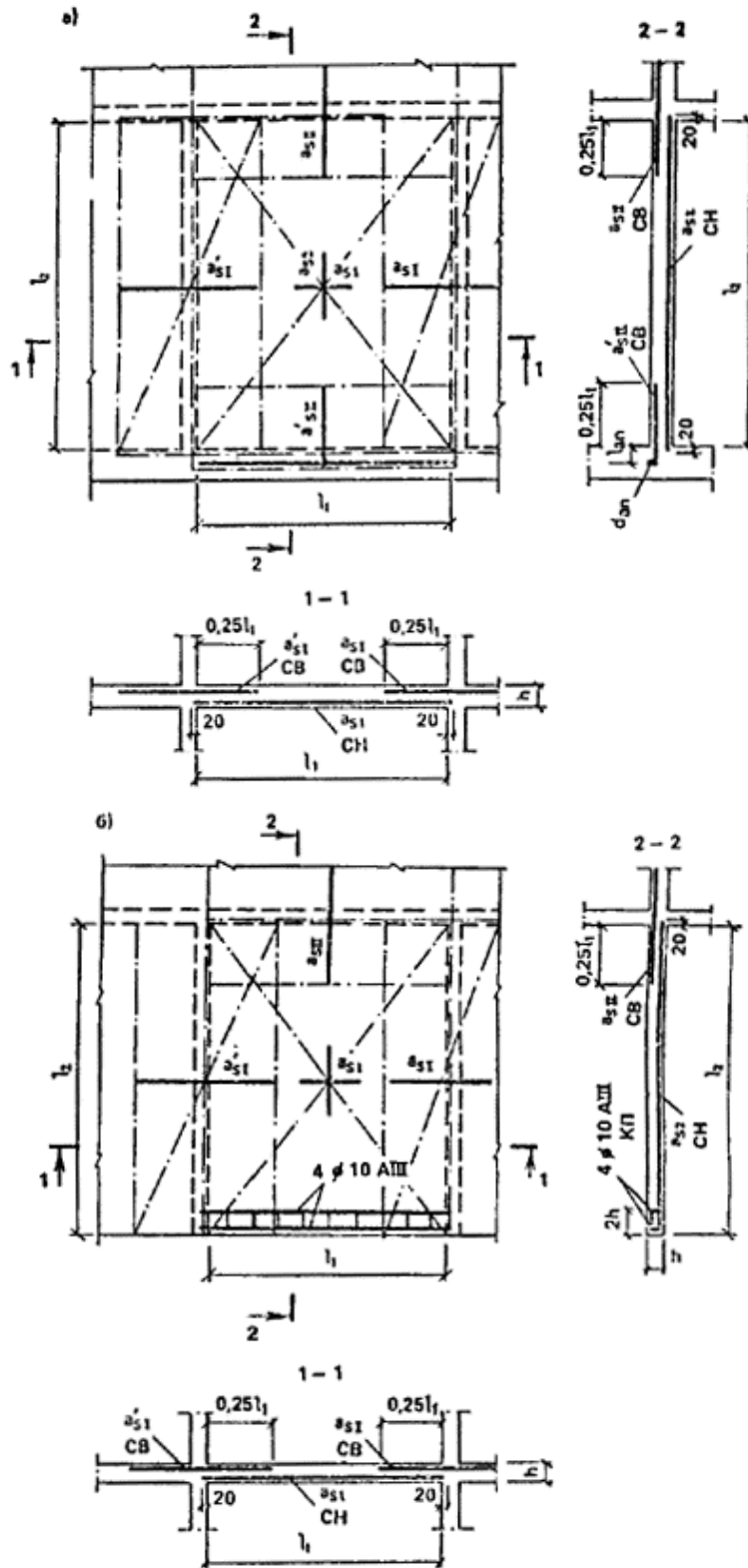


Рис. 42. Схемы армирования монолитной плиты

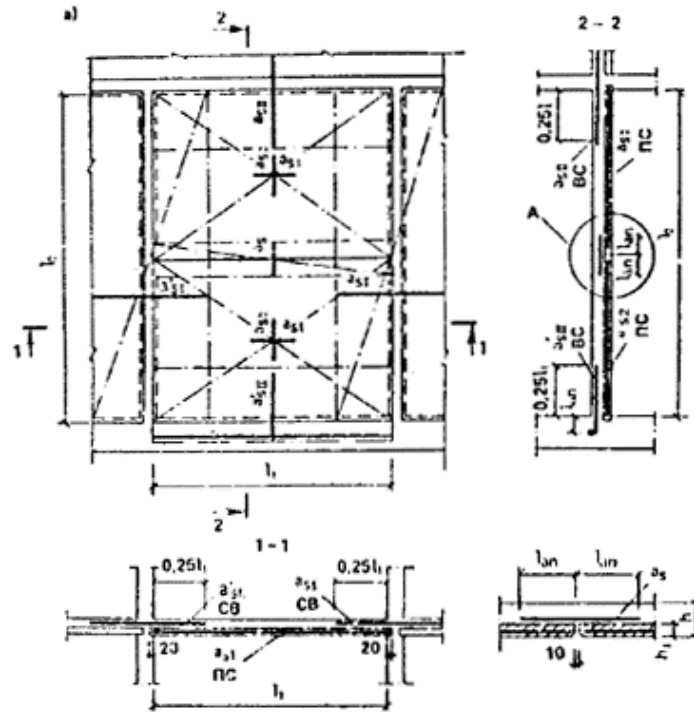
a — защемленный по контуру; *б* — защемленной по трем сторонам и четвертой свободной
 СВ — сетка верхнего армирования, СН — сетка нижнего армирования, КП — каркас пространственный

Сборно-монолитные плиты перекрытий рекомендуется армировать аналогично монолитным плитам; надпорную арматуру рекомендуется размещать в монолитном слое, пролетную — в скорлупе.

Размер скорлупы в плане рекомендуется назначать из условия Сборно-монолитные плиты перекрытий рекомендуется армировать аналогично монолитным плитам; надпорную арматуру рекомендуется размещать в монолитном слое, пролетную — в скорлупе. Размер скорлупы в плане рекомендуется назначать из условия обеспечения прочности и трещиностойкости бетона при ее изготовлении и монтаже. Стык скорлупы в перекрываемой ячейке не должен производиться в зоне максимальных моментов. В зоне стыка по скорлупам укладывается арматура площадью, эквивалентной изгибающему моменту, в расчетном сечении плиты с перепуском на длину не менее l_{cn} , где l_{cn} — расчетная длина анкеровки арматуры. Заведение скорлупы за грань стены производится на величину не менее 20 мм.

Совместная работа сборного и монолитного слоев перекрытия должна обеспечиваться сцеплением бетона и монтажными арматурными элементами, установленными в сборной плите-скорлупе.

Схема армирования сборно-монолитной плиты перекрытия показана на рис. 43.



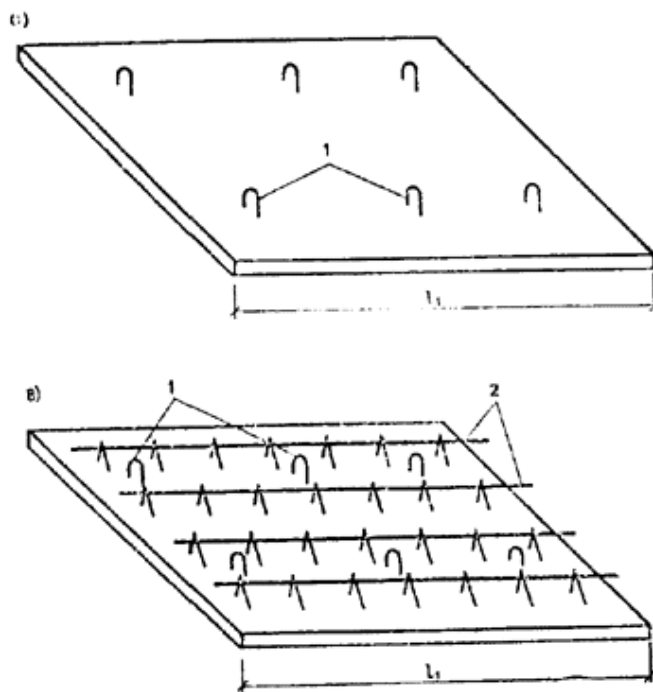


Рис. 43. Сборно-монолитная плита

a — схема армирования сборно-монолитной плиты, защемленной по контуру; *б* — конструктивное решение сборной плиты скорлупы без внешнего армирования; *в* — то же, с внешним армированием
 СВ — сетка верхнего армирования, ПС — плита-скорлупа
 1 — монтажная петля, 2 — петлевые выпуски

Расчет железобетонных плит перекрытий

6.22. При расчете железобетонных плит перекрытий по предельным состояниям первой группы (по прочности) и второй группы (по деформациям, образованию и раскрытию трещин) рекомендуется различать плиты, работающие на изгиб из плоскости в одном и двух направлениях.

Плиты, опертые по контуру и имеющие соотношение размеров длинной стороны к короткой 3:1 и менее, а также плиты, опертые по трем сторонам и имеющие соотношение размеров вдоль параллельно расположенных опор к размеру вдоль свободного края 1,5:1 и менее, рекомендуется рассчитывать как работающие на изгиб из плоскости в двух направлениях. Расчет таких плит разрешается выполнять методами, изложенными в настоящем Пособии. При необходимости уточненный расчет таких плит может выполняться по специальным программам на ЭВМ, учитывающим нелинейную работу железобетона с трещинами.

Остальные плиты рекомендуется рассчитывать как работающие на изгиб в одном направлении по СНиП 2.03.01—84 и соответствующим пособиям.

6.23. Для плит, работающих на изгиб из плоскости в двух направлениях, различаются расчетные длины l_1 и l_2 . Для плит, опертых по контуру, принимается, что пролет l_1 не превышает пролет l_2 . Для плит, опертых по трем сторонам, пролет соответствует расстоянию между параллельно расположенными опорами (размер вдоль свободного края плиты).

Для свободно опертых плит расчетный пролет принимается равным расстоянию между серединами опорных площадок плит перекрытий. Для защемленных на опорах плит расчетный пролет принимается равным пролету в свету (до грани опор).

6.24. Для плит перекрытий, работающих на изгиб в двух направлениях, коэффициенты армирования (отношение площади сеченая арматуры к рабочей площади сечения плиты, перпендикулярного арматуре) μ_1 и μ_2 вдоль пролетов соответственно l_1 и l_2 рекомендуется назначать так, чтобы выполнялись условия:

$$\mu_1 \geq \mu_{min} \quad (149)$$

$$0,5 (\mu_1 + \mu_2) \geq \mu_{min} \quad (150)$$

где μ_{min} — минимальное значение коэффициента армирования, принимаемое по СНиП 2.03.01—84 равным 0,05 %.

Для железобетонных слабоармированных элементов, несущая способность которых исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны, площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15 % (по СНиП 20301—84).

6.25. При расчете плит перекрытий нагрузки от веса опирающихся на них несущих наружных стен и перегородок рекомендуется учитывать следующим образом:

для жестких несущих стен и перегородок в виде сборных бетонных и железобетонных панелей нагрузка от их веса прикладывается к плите в виде сосредоточенных сил, которые считаются расположенными:

для панелей без проемов, а также простенков панелей с проемами шириной более половины высоты этажа — на расстоянии $1/12$ длины соответственно панели и простенка от их краев; для крайних простенков панелей с проемами шириной не более половины высоты этажа — на расстоянии $1/3$ от наружного края простенка, а для средних простенков — по середине их длины;

для нежестких несущих стен и перегородок из каменной кладки, мелких блоков, листовых материалов 60 % нагрузки от их веса считается распределенной по длине простенков, а остальная часть в виде сосредоточенных сил, положение которых назначается аналогично нагрузке от жестких стен и перегородок.

Если в процессе эксплуатации здания возможно изменение положения перегородок, то нагрузку от веса рекомендуется задавать в виде распределенной нагрузки, эквивалентной наиболее неблагоприятной схеме расположения перегородок в конструктивной ячейке, но не менее $0,5 \text{ кН/м}^2$ (50 кгс/м^2).

Расчет железобетонных плит перекрытий по предельным состояниям первой группы

6.26. Сборные плиты, не имеющие специальных связей для обеспечения неразрезности на опорах, рассчитываются по прочности в предположении свободного (без защемления) их опирания на стены. Для плиты, работающей на изгиб из плоскости в двух направлениях, при платформенном стыке со стенами, разрешается считать, что углы плиты закреплены от подъема.

Монолитные плиты, а также сборные, имеющие специальные связи для обеспечения неразрезности на опорах, рекомендуется рассчитывать с учетом их защемления стенами на опорах. При этом для сборных и сборно-монолитных плит необходимо учитывать две стадии их работы: до и после устройства связей, обеспечивающих защемление плиты.

Расчет по прочности плит, работающих на изгиб из плоскости в двух направлениях, рекомендуется выполнять кинематическим способом метода предельного равновесия.

При расчете плит по прочности различают следующие случаи:

армирование плиты задано; требуется определить предельное по условиям прочности значение равномерно распределенной нагрузки на плиту \bar{q} ;

задана нагрузка на плиту; требуется определить требуемое армирование.

6.27. Для плиты с заданным армированием расчет по прочности выполняется в следующей последовательности:

выявляются расчетные сечения; для всех плит в качестве расчетных условно рассматриваются сечения, перпендикулярные пролетам l_2 и проходящие через центр плиты; для плит с защемленными опорами также рассматриваются сечения вдоль этих опор, кроме того, должны быть рассмотрены сечения, где изменяется армирование плиты. Для многопустотных плит дополнительно рассматриваются сечения вдоль пустот, примыкающих к опорам;

определяются значения изгибающих моментов, воспринимаемых плитой по расчетным сечениям; при одностороннем армировании изгибающий момент для i -го сечения плиты определяется по формуле

$$M_i = R_{si} A_{si} \left(h_{oi} - \frac{0,5 R_{si} A_{si}}{R_b d_i} \right), \quad (151)$$

где R_{si} , A_{si} — соответственно расчетное сопротивление и площадь поперечного сечения продольной арматуры в i -м сечении плиты; h_{oi} — рабочая высота сечения; R_b — расчетное сопротивление бетона плиты сжатию (призматическая прочность); d_i — длина плиты вдоль сечения i ;

намечается схема излома плиты в предельном состоянии и определяются углы наклона линий излома по отношению к стороне плиты вдоль пролета l_2 ; для свободно опертых и защемленных по контуру плит схемы излома рекомендуется принимать соответственно по рис. 44 и 45, при этом угол наклона линий излома к сторонам вдоль пролета допускается принимать равным 45° . Для свободно опертых по трем сторонам плит рекомендуется

рассматривать две схемы излома (рис, 44, б, в), при этом для плит с соотношением сторон $l_2/l_1 \geq 1$ допускается принимать, что угол $\varphi = 45^\circ$;

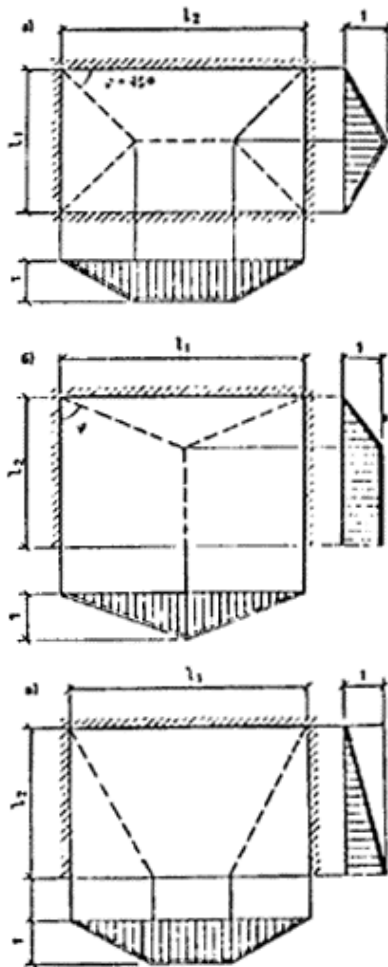
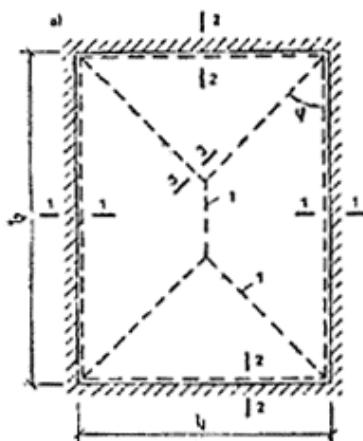


Рис. 44. Расчетные схемы излома свободно опертой плиты
 а — опертой по контуру; б, в — опертой по трем сторонам



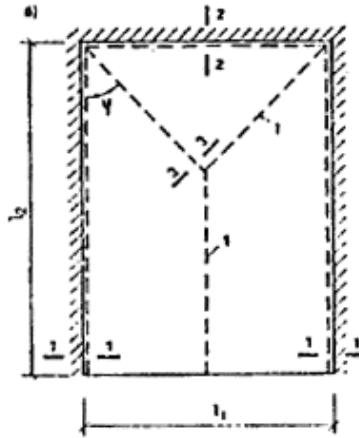


Рис. 45. Расчетные схемы излома плиты, защемленной по контуру (а) и трем сторонам (б)

1, 2, 3 — расчетные сечения при определении нагрузки образования трещин

определяется предельное значение равномерно распределенной нагрузки на плиты \bar{q} ;

нагрузка \bar{q} сопоставляется с расчетной нагрузкой на плиту q ; прочность плиты считается обеспеченной, если $\bar{q} \geq 1$.

При загрузении плиты на различных участках неодинаковыми распределенными нагрузками, а также точечными и полосовыми сосредоточенными нагрузками, допускается указанные нагрузки заменять приведенной равномерно распределенной нагрузкой, определяемой из условия равенства работ фактических и приведенной нагрузок на перемещениях, которые соответствуют заданной схеме излома плиты.

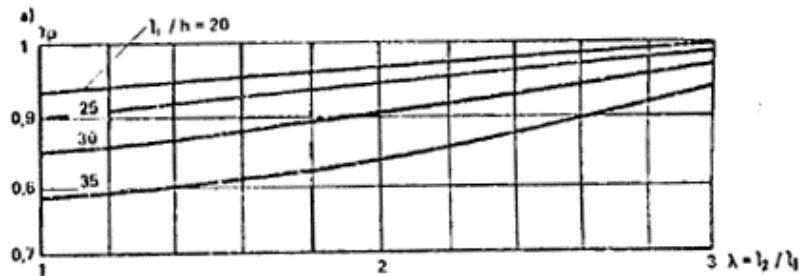
Для свободно опертой по контуру плиты предельная нагрузка \bar{q} вычисляется по формулам:

при армировании сетками, все стержни которых вдоль пролетов l_1 и l_2 доводятся до опор или обрываются в пролете по эпюре моментов согласно п. 6.11:

$$\bar{q} = \frac{24}{l_1^3} \cdot \frac{M_1 + M_2}{\gamma_p(3\lambda - 1)}, \quad (152)$$

где M_1, M_2 — значения изгибающих моментов, воспринимаемые плитой при изгибе по балочным схемам соответственно вдоль пролетов l_1, l_2 ; γ_p — коэффициент условий работы, определяемый по графику на рис. 46;

$$\lambda = l_2/l_1. \quad (153)$$



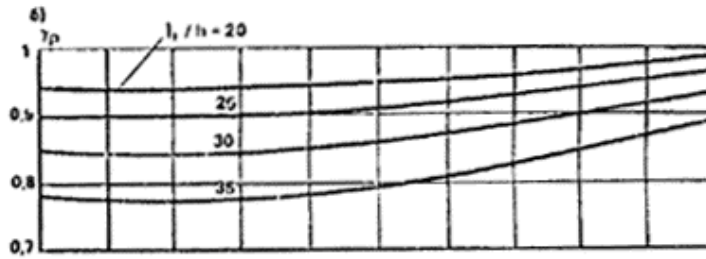


Рис. 46. График для определения коэффициента γ_p , учитывающего пространственную работу плиты, опертой по контуру

a — при равномерном армировании; b — с концентрацией арматуры в средней части плиты

При армировании сетками, в которых стержни вдоль пролета попеременно не доводят до опор на расстояние $a > 0,14l_1$, а вдоль пролета l_2 все доводят до опор

$$\bar{q} = \frac{24}{l_1^3} \cdot \frac{M_1(1 - \xi/\lambda) + M_2}{\lambda_\varphi(3\lambda - 1)}, \quad (154)$$

$$\text{где } \xi = a/l_1. \quad (155)$$

Для свободно опертой по трем сторонам плиты, армированной в двух направлениях, предельная нагрузка \bar{q} принимается равной меньшему из значений, вычисляемых для двух схем излома по рис. 44, б, в.

При изломе плиты по схеме рис. 44, б

$$\bar{q} = \frac{24}{L_1^3} \cdot \frac{2M_1\nu_\varphi + M_2}{\nu_\varphi(6\lambda - \nu_\varphi)}, \quad (156)$$

$$\text{где } \nu_\varphi = 0,5(-\psi + \sqrt{\psi^2 + 12\psi\lambda^2}) / \lambda; \quad (157)$$

ψ — коэффициент ортотропии армирования

$$\psi = (M_2 / l_1)(l_2 / M_1). \quad (158)$$

При изломе плиты по схеме рис. 44, в

$$\bar{q} = \frac{24}{l_1^3} \cdot \frac{M_1\nu_\varphi^2 + M_2\lambda}{2\lambda^2(3\nu_\varphi - 2\lambda)}, \quad (159)$$

$$\text{где } \nu_\varphi = \frac{1}{3}(2\lambda + \sqrt{4\lambda^2 + 9\psi}). \quad (160)$$

В формулах (156) — (159) величина λ вычисляется по формуле (153), при этом пролетом l_1 считается пролет вдоль свободного края плиты.

Для плиты, имеющей защемленные опоры, предельная нагрузка \bar{q} вычисляется по формулам: при защемлении по контуру (рис. 45, а)

$$\bar{q} = \frac{12}{l_1^3} \cdot \frac{2M_1 + 2M_2 + M_1 + M_1' + M_{II} + M_{II}'}{3\lambda - 1}, \quad (161)$$

при заземлении по трем сторонам и одном свободном крае вдоль пролета l_1 (рис. 45, б)

$$q = \frac{24}{l_1^3} \cdot \frac{2M_1 + M_2 + M_I + M'_I + M_{II}}{6\lambda - 1}. \quad (162)$$

где M_1, M_2 — изгибающие моменты, воспринимаемые в пролете плиты при изгибе соответственно вдоль пролетов l_1 и l_2 ; M_I, M'_I — изгибающие моменты, воспринимаемые на опорах при изгибе вдоль пролета l_1 ; M_{II}, M'_{II} — то же, вдоль пролета l_2 .

6.28. Предварительно напряженные в одном направлении плиты рассчитываются по прочности с учетом следующих особенностей:

при расчете прочности принимается, что величина $\gamma_p = 1$;

при расчете прочности плит, опертых по трем сторонам и имеющих армирование только вдоль пролета l_1 , в виде предварительно напряженной арматуры, в формулах (156) и (159) принимается, что величина $M_2 = 0$, а коэффициент ортотропии ψ вычисляется исходя из изгибающих моментов M_{b1} и M_{b2} , при которых в плите образуются трещины при ее изгибе соответственно вдоль пролетов l_1 и l_2 , при этом учитывается влияние предварительного напряжения.

Многopустотные панели должны, кроме того, быть проверены расчетом по указаниям п. 6.33.

6.29. Для железобетонных плит перекрытий, кроме расчета по указаниям п. 6.27, необходимо проверять прочность по наклонным сечениям от действия поперечной силы. Расчет выполняется по указаниям норм проектирования железобетонных конструкций для наклонных сечений, проходящих через опоры.

Значение поперечной силы в опорном сечении для плиты, работающей на изгиб в двух направлениях, рекомендуется принимать большим из двух значений, подсчитанных исходя из упругой стадии работы плиты и в предельном состоянии (для принятой в расчете схемы излома плиты).

Для предварительного расчета допускается поперечную силу определять из условия опирания плиты по двум сторонам. Если требования расчета по поперечной силе оказываются выполненными без дополнительного армирования или повышения класса бетона плиты, то дальнейшего уточнения значения поперечных сил не требуется.

6.30. В случае, если задана нагрузка на плиты и требуется определить ее армирование, расчет рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

а) задается тип и схема армирования плиты и предварительно назначается класс арматуры;

б) определяется оптимальное соотношение значений изгибающих моментов в расчетных сечениях и определяется требуемая площадь сечения арматуры;

в) при армировании плиты сварными сетками с использованием данных табл. 10 назначаются диаметры арматурных стержней и их шаги в сетке; при необходимости корректируются результаты расчета с учетом принятых классов и диаметров арматуры.

6.31. Для свободно опертой по контуру плиты, армированной сеткой, все стержни которой доводятся до опоры или половина стержней обрывается на расстоянии $a \leq 0,14 l_1 - 20d$, изгибающие моменты M_1 и M_2 , действующие соответственно вдоль пролетов l_1 и l_2 , рекомендуется определять по формулам:

$$M_1 = M_o \gamma_p (1 - 2/3 v_{opt}/\lambda); \quad (163)$$

$$M_2 = M_o \gamma_p v_{opt}^2 / 3\lambda, \quad (164)$$

где M_o — изгибающий момент в среднем сечении плиты, соответствующий балочной схеме работы плиты вдоль пролета

$$M_o = q l_1^2 l_2 / 8; \quad (165)$$

γ_p — коэффициент условий работы, определяемый по п. 6.27; v_{opt} — коэффициент, равный котангенсу угла наклона линии излома к стороне плиты вдоль пролета l_2 ; при оптимальном по условиям прочности армирования плиты коэффициент v_{opt} рекомендуется определять по формуле

$$v_{opt} = \gamma_s h_{02} / (\lambda h_{01}); \quad (166)$$

γ_s — коэффициент, зависящий от вида арматуры, вдоль пролетов l_1 и l_2 ; при армировании одинаковой арматурой в обоих направлениях коэффициент $\gamma_s = 1$; при армировании плиты вдоль пролета l_1 стержневой арматурой класса А-III, а вдоль пролета l_2 проволочной арматурой класса Вр-1 коэффициент $\gamma_s = 0,9$; в остальных случаях коэффициент γ_s определяется по формуле

$$\gamma_s = R_{s2}C_{s1}/(R_{s1}C_{s2}); \quad (167)$$

R_{s1} , C_{s1} — расчетное сопротивление и стоимость 1 м арматурных стержней, расположенных вдоль пролета l_1 ; R_{s2} , C_{s2} — то же, вдоль пролета l_2 , h_{01} , h_{02} — рабочая высота сечения плиты при изгибе соответственно вдоль пролетов l_1 и l_2 .

Площади сечения арматуры A_{s1} , A_{s2} , расположенной соответственно вдоль пролетов l_1 и l_2 , определяются по формулам:

$$A_{s1} = R_b l_2 x_1 / R_{s1}; \quad (168)$$

$$A_{s2} = R_b l_1 x_2 / R_{s2}, \quad (169)$$

$$\text{где } x_1 = h_{01} - \sqrt{h_{01}^2 - 2M_1 / (R_b l_2)}; \quad (170)$$

$$x_2 = h_{02} - \sqrt{h_{02}^2 - 2M_2 / (R_b l_1)}. \quad (171)$$

В случае, если по условиям расчета на монтажные нагрузки или по конструктивным соображениям арматура вдоль пролета l_2 задана, то изгибающий момент M_1 , по которому определяется площадь арматуры вдоль пролета l_1 , вычисляется по формуле

$$M_1 = [M_o (\lambda - v^2/3) - M_2 \lambda / v] \gamma_p / \lambda, \quad (172)$$

$$\text{где } v = \sqrt{3\lambda M_2 / M_o}. \quad (173)$$

6.32. Для свободно опертой по трем сторонам плиты, армированной сеткой, все стержни которой доводятся до опоры, изгибающие моменты M_1 и M_2 , по которым определяется площадь арматуры соответственно вдоль пролетов l_1 и l_2 , вычисляются по формулам:

в случае, если $\lambda^2 > 0,25\gamma_s h_{02}/h_{01}$, то

$$M_1 = M_o(1 - 1/3 v_{opt}/\lambda); \quad (174)$$

$$M_2 = M_o v_{opt}^2 / (3\lambda), \quad (175)$$

где

$$v_{opt} = \gamma_s h_{02} / (2\lambda h_{01}); \quad (176)$$

в случае, если $\lambda^2 \leq 0,25\gamma_s h_{02}/h_{01}$

$$M_1 = M_o / (4 v_{opt} \lambda); \quad (177)$$

$$M_2 = M_o (v_{opt} - 4/3 \lambda), \quad (178)$$

где

$$v_{opt} = \sqrt{\gamma_s h_{02} / h_{01}}. \quad (179)$$

Особенности расчета по прочности многопустотных плит

6.33. Многопустотные плиты с пустотами цилиндрической формы, работающие на изгиб из плоскости в двух направлениях, а также плиты, опертые по двум сторонам, в которых пустоты расположены параллельно опорам, рассчитывают с учетом особенностей, изложенных в настоящем пункте.

Расчет прочности плиты по нормальным сечениям, перпендикулярным направлению пустот, выполняется для приведенного двутаврового сечения, для которого ширины сжатой и растянутой полок $b'_{f,red}$ и $b_{f,red}$ равны ширине плиты b вдоль рассматриваемого сечения, а приведенные высоты (толщины) полок $h'_{f,red}$, $h_{f,red}$ и толщину стенки $b_{\omega,red}$ определяют по формулам,

$$h'_{f,red} = h'_f + 0,0569d; \quad (180)$$

$$h_{f,red} = h_f + 0,0569d; \quad (181)$$

$$b_{\omega,red} = b - 0,8862dn, \quad (182)$$

где h'_f , h_f — минимальные толщины соответственно сжатой и растянутой полок; d — диаметр пустот в плите; n — количество пустот, пересекающих расчетное сечение плиты.

Расчет прочности плиты по нормальным сечениям, параллельным направлению пустот при действии изгибающего момента, выполняют как для прямоугольного сечения, при этом расчетная высота сжатой зоны не должна превышать минимальную толщину сжатой полки (в сечении вдоль оси пустоты).

Изгибающие моменты, действующие в расчетных сечениях, допускается определять как для плит сплошного сечения.

В многпустотной плите должна быть проверена прочность ребер на срез по горизонтальным сечениям и прочность полок на срез по вертикальным сечениям.

Для опертой по двум сторонам плиты с пустотами, расположенными параллельно опорам, прочность на срез проверяется по формулам:

для опорного ребра

$$q \leq \frac{0,9\varphi_{b3}R_{bt}b_{\omega\omega}(h+d)}{0,5l(b_{\omega\omega}+d)}; \quad (183)$$

для ближайшего к опорному промежуточного ребра

$$q \leq \frac{0,9\varphi_{b3}R_{bt}b_{\omega}(h+d)}{l(b_{\omega}+d)}; \quad (184)$$

для полок (в сечении по ближайшей к опоре пустоте)

$$q \leq 1,8\varphi_{b3}R_{bt}(h'_f+h_f)/l, \quad (185)$$

где q — расчетная нагрузка на плиту; l — расчетный пролет плиты; $b_{\omega\omega}$ — минимальная толщина опорного ребра; b_{ω} — то же, промежуточного ребра; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению; φ_{b3} — коэффициент, принимаемый по СНиП 2.03.01—84 равным для бетона: тяжелого и ячеистого — 0,6; мелкозернистого — 0,5; легкого при марке по средней плотности D1900 и более — 0,5; D1800 и менее — 0,4.

Для опертой по четырем сторонам плиты с пустотами, расположенными вдоль длинной стороны плиты, а также для опертой по трем сторонам плиты с пустотами, расположенными перпендикулярно свободному краю, расчет ребер и плит по прочности на срез рекомендуется определять по формулам (183) и (185) как для плиты, опертой по двум сторонам, параллельным пустотам.

Для опертой по трем сторонам плиты с пустотами, расположенными параллельно свободной стороне плиты, при соотношении ее сторон $l_2/l_1 > 2$, прочность ребер на срез проверяют по формулам:

для крайнего опорного ребра

$$q \leq \frac{0,15R_{bt}b_{\omega\omega}(h-h_f)\gamma_{\omega}}{s_o(l_2-s_o+0,5b_{\omega\omega})}; \quad (186)$$

для ближайшего к опорному промежуточного ребра

$$q \leq \frac{0,15R_{bt}b_{\omega}(h-h_f)\gamma_{\omega}}{s(l_2-s_o-0,5s)}. \quad (187)$$

где $b_{\omega\omega}$ — минимальная толщина опорного ребра; b_{ω} — то же, промежуточного ребра; s_o — расстояние по горизонтали от оси опоры до центра первой пустоты в плите. Приблизительно допускается принимать, что

$$s_o = (b_{\omega\omega} + d)/2; \quad (188)$$

s — шаг пустот;

$$\gamma_{\omega} = \pi \left(1 + \frac{\pi^2 \lambda}{4} \frac{E_b I}{G_b I_{tor}} \right); \quad (189)$$

I — момент инерции при изгибе для сечения плиты, перпендикулярного пустотам; при симметричном по высоте плиты расположении пустот

$$I = l_2 h^3 / 12 - n \pi d^4 / 64; \quad (190)$$

I_{tor} - момент инерции при свободном кручении для сечения плиты, перпендикулярного пустотам; величину I_{tor} допускается определять как для замкнутого коробчатого сечения по формуле

$$I_{tor} = \frac{2(l_2 - b_{\omega\omega})^2 (h - h_f)^2}{(l_2 - b_{\omega\omega}) / (h - h_f) / b_{\omega\omega}}; \quad (91)$$

h — количество пустот, h_f — толщина полки.

Особенности расчета по прочности предварительно напряженных плит, опертых по трем сторонам

6.34. При расчете по прочности опертых по трем сторонам плит с комбинированным армированием в виде предварительно напряженной арматуры с площадью сечения A_{sp} и ненапряженной арматуры с площадью сечения A_s вводят приведенные сопротивления ($R_{s,red}$), стоимость арматуры ($C_{s,red}$) и расчетную высоту сечения с комбинированным армированием ($h_{o,red}$), которые вычисляют по формулам:

$$R_{s,red} = (R_{sp} A_{sp} + R_s A_s) / A_{s,red}; \quad (192)$$

$$C_{s,red} = (C_{sp} A_{sp} + C_s A_s) / A_{s,red}; \quad (193)$$

$$h_{o,red} = (h_{op} A_{sp} + h_{os} A_s R_s / R_{sp}) / A_{s,red}, \quad (194)$$

$$\text{где } A_{s,red} = A_{sp} + A_s; \quad (195)$$

R_{sp} , C_{sp} — соответственно расчетное сопротивление растяжению и стоимость предварительно напряженной арматуры; R_s , C_s — то же, ненапряженной арматуры; h_{op} — расчетная высота сечения для предварительно напряженной арматуры; h_{os} — то же, ненапряженной арматуры.

6.35. При расчете по прочности опертых по трем сторонам плит с армированием только предварительно напряженной арматурой, параллельной свободному краю плиты, необходимо дополнительно проверить трещиностойкость плиты для сечений вдоль пустот.

При проверке трещиностойкости учитывается расчетное сопротивление бетона растяжению R_{bt} , которое определяется как для бетонного элемента.

Прочность многпустотной плиты по сечению вдоль средней по ее ширине пустоты при совместном действии общего и местного изгиба проверяют по формуле

$$q \leq \frac{0,85 R_{bt} h_{red} \gamma_{\omega}}{l_2 [1,5d / h_{red} + l_2 / (h + d)]}, \quad (196)$$

где 0,85 — коэффициент, приближенно учитывающий возможное снижение прочности бетона на растяжение при установлении класса бетона по прочности на сжатие; h_{red} — приведенная высота полки, вычисляемая по формуле (181).

В случае, если условие (196) выполнено, то плиту допускается армировать в одном направлении. Расчет такой плиты выполняют с использованием следующих предпосылок:

направление трещин при разрушении плиты совпадает с направлением первоначальных трещин и зависит от соотношения сторон плиты $\lambda = l_2 / l_1$ и моментов трещинообразования бетонного сечения плиты M_{crc1} и M_{crc2} соответственно при изгибе вдоль пролетов l_1 и l_2 ;

момент трещинообразования M_{crc1} определяется с учетом влияния предварительного напряжения арматуры по формуле

$$M_{crc1} = R_{bt,ser} W_{pl,1} + P(e_{op} + r), \quad (197)$$

где $R_{bt,ser}$ — расчетное сопротивление бетона плиты осевому растяжению для предельных состояний второй группы; $W_{pl,1}$ — пластический момент сопротивления сечения плиты, перпендикулярного свободному краю (определяется по указаниям норм проектирования железобетонных конструкций и пособий к нему; P — усилие предварительного обжатия за минусом потерь предварительного напряжения; e_{op} — эксцентриситет усилия P относительно центра тяжести приведенного сечения; r — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется;

$$r = \varphi W_{red} / A_{red}, \quad (199)$$

$$\varphi = 1,6 - \sigma_b/R_{b,ser}, \quad (199)$$

но не менее 0,7 и не более 1; σ_b — максимальное напряжение в сжатом бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного напряжения, вычисление как для упругого тела по приведенному сечению;

момент трещинообразования M_{cr2} определяется для сечения по пустоте; при симметричном по высоте расположении пустот

$$M_{cr2} = R_{bt,ser} h_f (h - h_f) l_1. \quad (200)$$

Прочность плиты с заданным армированием предварительно напряженной арматурой, расположенной параллельно свободному краю, должна удовлетворять условиям:

$$q \leq \frac{24}{l_1^2 l_2} \cdot \frac{M_1 \lambda}{3\lambda - 0,5\nu_1}; \quad (201)$$

$$q \leq \frac{24}{l_1^2 l_2} \cdot \frac{M_1 \nu_2^2}{6\nu_2 \lambda - 4\lambda^2}, \quad (202)$$

где M_1 — изгибающий момент, воспринимаемый плитой при опирании по двум сторонам; коэффициенты ν_1 и ν_2 вычисляют соответственно по формулам (157) и (160).

Особенности расчета по прочности монолитных плит

6.36. Для определения требуемого по условиям прочности армирования монолитных плит рекомендуется предварительно задавать значения коэффициентов ортотропии армирования ψ , ψ_l , ψ_n , которые характеризуют соотношение изгибающих моментов в пролетных и опорных сечениях плиты, приходящихся на единицу длины сечения (рис. 47).

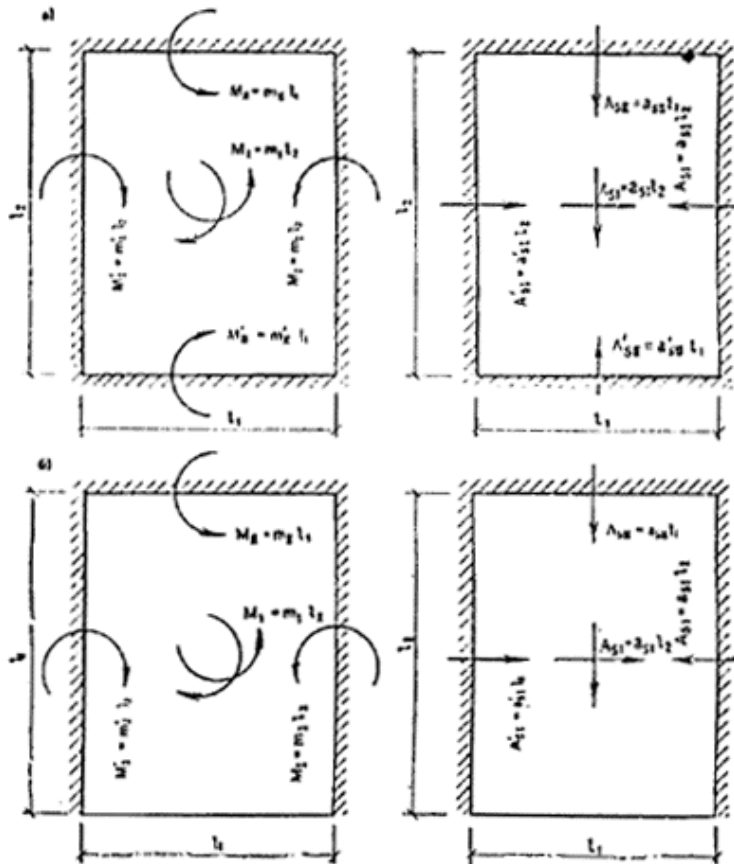


Рис. 47. Схемы действия изгибающих моментов и распределения рабочей арматуры в плитах
a — заземленных по контуру; *б* — заземленных по трем сторонам и четвертой свободной

В зависимости от схемы опирания плиты и соотношения ее размеров в плане коэффициенты ортотропии рекомендуется назначать по табл. 11.

Таблица 11

Способ заземления плиты	$\lambda = l_2 / l_1$	$\psi = \frac{m_1}{m_2}$	$\psi_I = \frac{m_I}{m_1}$	$\psi_{II} = \frac{m_{II}}{m_2}$
По контуру	1	1 - 0,9 0,8 - 0,6 0,7 - 0,5 0,5 - 0,3 0,4 - 0,2 0,2 - 0,15	1 - 2	1 - 2
По трем сторонам, один край свободный	0,7 - 1,5	0,3 - 0,1	1 - 2	1 - 2

При заданной распределенной нагрузке на плиту q погонный изгибающий момент m_I , по которому подбирается пролетная арматура, располагается вдоль пролета l_I , определяется по формулам:

для плиты, заземленной по контуру,

$$m_I = \frac{ql_I^2}{12} \cdot \frac{3\lambda - 1}{\lambda(2 + \psi_I + \psi'_I) + \psi(2 + \psi_{II} + \psi'_{II})}; \quad (203)$$

для плиты, заземленной по трем сторонам и одной свободной,

$$m_I = \frac{ql_I^2}{24} \cdot \frac{6\lambda - 1}{\lambda(2 + \psi_I + \psi'_I) + \psi(1 + \psi_{II})}, \quad (204)$$

где ψ_I, ψ'_I — коэффициенты ортотропии для параллельных опорных сечений вдоль стороны плиты длиной l_2 ; ψ_{II}, ψ'_{II} — то же, длиной l_I (для свободного края величина ψ'_{II}).

Погонные изгибающие моменты в других сечениях плиты вычисляют по формулам:

$$m_2 = m_I \psi; \quad (205)$$

$$m_I = m_I \psi_I; \quad (206)$$

$$m_{II} = m_2 \psi_{II}, \quad (207)$$

где m_2 — погонный изгибающий момент в пролете плиты, вызывающий изгиб вдоль пролета l_2 ; m_I — погонный изгибающий момент на опоре плиты, вызывающий изгиб вдоль пролета l_I ; m_{II} — то же, вдоль пролета l_2 .

6.37. При одностороннем заземлении плиты стеной (см. рис. 42) изгибающий момент в опорном сечении следует ограничивать несущей способностью анкера

$$m_{I(II)} \leq 0,9h_o n_{an}, \quad (208)$$

где n_{an} — погонное растягивающее усилие в анкерах, определяемое расчетом на выкалывание бетона,

$$n_{an} = 0,5 A_{an} R_{bt}; \quad (209)$$

A_{an} — площадь проекции поверхности выкалывания на плоскость, нормальную к анкеру.

При анкеровке сетки поперечным стержнем площадь поверхности выкалывания определяют по формуле

$$A_{an} = 2l_{an} b, \quad (210)$$

где l_{an} — длина заделки верхней сетки за грань опоры, принимается не менее $10d$ (d — диаметр продольного стержня верхней сетки).

Поперечный анкерующий стержень рекомендуется выполнять из стали класса А-III и назначать по табл. 12 в зависимости от усилия $n_{ан}$, приходящегося на один продольный стержень.

Т а б л и ц а 12

$n_{ан}$, кН	4,5	8	13,5	19,5	26	31	43,5
Диаметр поперечного стержня $d_{ан}$, мм	6	8	10	12	14	16	18

6.38. В сборно-монолитных перекрытиях дополнительно проводят проверку прочности шва сопряжения монолитной и сборной части плиты на сдвиг из условия

$$\tau \leq R_{\tau} \quad (211)$$

где τ — касательное напряжение в шве, определяемое по формуле

$$\tau = Q/(bz), \quad (212)$$

Q — поперечная сила от внешних нагрузок в нормальном сечении сборно-монолитного перекрытия; b — расчетная ширина сечения, z — плечо внутренней пары сил; R_{τ} — предельное сопротивление срезу, зависящее от характера контактной поверхности шва, принимаемое равным 0,2 МПа при гладкой поверхности скорлупы и 0,3 МПа — при механическом создании зарубок и вмятин.

Расчет железобетонных плит перекрытий по предельным состояниям второй группы

6.39. Сборные плиты, не имеющие специальных связей для обеспечения неразрезности перекрытий на опорах, рассчитывают по предельным состояниям второй группы как свободно опертые. При защемлении перекрытий стенами в случае, если на опоре не образуются трещины, а также при наличии специальных связей, обеспечивающих неразрезность перекрытий на опорах, разрешается при расчете плит по предельным состояниям второй группы рассматривать две стадии их работы: до и после защемления.

Расчет по предельным состояниям второй группы до защемления плиты выполняют в предположении ее свободного опирания. Для этой стадии проверяется возможность образования в пролете плит трещин и определяются их кратковременное раскрытие от нагрузок, приложенных до защемления плиты. При расчете учитывают нагрузки от собственного веса плиты и опирающихся на нее сборных элементов (плит основания пола, панельных перегородок, санитарно-технических кабин и др.), устанавливаемых до монтажа плит очередного этажа, а также временная нагрузка от веса монтажного оборудования (подкосов, кондукторов и т.п.), емкостей с раствором или складированных на перекрытии материалов. Временную монтажную нагрузку рекомендуется принимать не менее 0,5 кН/м² (50 кгс/м²).

Для второй стадии работы плиты определяют кратковременные прогибы от нагрузки, приложенной после защемления плиты (перегородки из штучных материалов, полы, временная нагрузка), и приращение прогибов от всех действительно действующих нагрузок, обусловленное развитием деформаций ползучести бетона плиты, а также проверяют возможность образования трещин в пролете и на опорах от суммарных нагрузок. В случае образования трещин на опорах при отсутствии специальных связей, рассчитанных на восприятие изгибающих моментов в опорных сечениях, плита рассчитывается как свободно опертая. При образовании трещин в пролете проверяется их раскрытие от длительно действующей нагрузки.

При расчете сборных плит с учетом защемления на опорах рекомендуется учитывать конечную жесткость при повороте опорных закреплений.

6.40. Для монолитных плит все нагрузки разрешается считать приложенными после снятия опалубки.

Сборные плиты-скорлупы сборно-монолитных перекрытий разрешается проверять расчетом по предельным состояниям второй группы только для монтажа. Для уменьшения их прогибов и предотвращения образования трещин до набора монолитным бетоном расчетной прочности рекомендуется применять временные телескопические подставки. Для монтажа сборных плит-скорлуп рекомендуется применять такие схемы их подъема, которые не приводят к образованию трещин.

Сборно-монолитное перекрытие после набора бетоном расчетной прочности рассчитывают аналогично монолитному перекрытию.

6.41. При определении прогибов плит перекрытий нагрузку от веса несущих панельных наружных стен и перегородок принимают по п. 6.25.

Сосредоточенные нагрузки от наружных стен и перегородок допускается заменять равномерно распределенной нагрузкой, эквивалентной по величине изгибающему моменту в перекрытиях.

6.42. При расчете плит перекрытий по предельным состояниям второй группы различаются следующие нагрузки: q_n - нормативная нагрузка, по которой проверяется образование трещин в плите; q_l — нормативная длительно действующая нагрузка, по которой проверяют прогибы и раскрытие трещин; q_1 — нагрузка, приложенная к плите до ее защемления (при учете двух стадий работы плиты); q_2 — то же, после защемления плиты.

При определении нагрузки q_n учитывается полное значение временной нагрузки, равное для квартир жилых зданий $1,5 \text{ кН/м}^2$ (150 кгс/м^2). При определении нагрузки q_l учитывается только длительно действующая часть временной нагрузки, равная $0,3 \text{ кН/м}^2$ (30 кгс/м^2).

Нагрузки q_1, q_2 определяют по п. 6.39.

Все нагрузки определяют с коэффициентом безопасности по нагрузке, равным 1.

6.43. Прогибы и раскрытие трещин плиты, работающий на изгиб из плоскости в двух направлениях, разрешается определять приближенно путем линейной интерполяции прогибов, соответствующих нагрузке, при которой образуются трещины в плите q_{crc} , и предельной нагрузке q_{ser} , определенной исходя из характеристик материала плиты для предельных состояний второй группы. Для плиты, рассчитываемой с учетом двух стадий работы (до и после защемления), при определении прогибов и раскрытия трещин следует различать случаи, когда трещины образуются до и после защемления плиты.

Расчет железобетонных плит по образованию трещин

6.44. Образование трещин проверяют для сечения по середине пролета l_1 плиты, а для защемленных стенами плит также для опорных сечений.

6.45. Для сборной свободно опертой плиты нагрузку q_{crc} , при которой в ней образуются трещины в пролете, определяют по формуле

$$q_{crc} = M_{crc} / (a_1 l_1^2 l_2), \quad (213)$$

где M_{crc} — изгибающий момент, соответствующий образованию трещин в расчетном сечении плиты; для предварительно напряженных плит величина M_{crc} вычисляется с учетом влияния предварительного напряжения арматуры на момент образования трещин; a_1 — коэффициент, определяемый для плит, опертых по четырем и трем сторонам (рис. 48 и 49); для плиты, опертой по двум противоположным сторонам, коэффициент $a_1 = 0,125$.

Для сборных плит, рассчитываемых с учетом двух стадий работы (до и после защемления), нагрузки q_{crc} и q_{crc}^o , при которых образуются трещины соответственно в пролете и на опоре, рекомендуется вычислять по формулам:

$$q_{crc} = q_1 + \frac{M_{crc} / (l_1^2 l_2) - q_1 a_1}{a_1(1 - a) + a_2 a}; \quad (214)$$

$$q_{crc}^o = q_1 + \frac{M_{crc}^o}{1,1 l_1^2 l_2 a_3}, \quad (215)$$

где q_1 — нагрузка, приложенная к плите до ее защемления; a_2, a_3 — коэффициенты, определяемые для плит, опертых по четырем и трем сторонам, по графикам рис. 48 и 49; для плиты, опертой по двум противоположным сторонам, $a_2 = 0,0417$; $a_3 = 0,0833$; a — коэффициент, учитывающий упругую податливость защемления,

$$a = \frac{0,5 K_\phi l_1 / EI_p}{1 + 0,5 K_\phi l_1 / EI_p}; \quad (216)$$

K_ϕ — коэффициент жесткости опоры при повороте, вычисляемый для платформенного стыка по формуле

$$K_\phi = d(b_{pl,1}^3 / \lambda_{m,1} + b_{pl,2}^3 / \lambda_{m,2}) / 12; \quad (217)$$

Ei_p — изгибная жесткость плиты перекрытия при изгибе вдоль пролета l_1 ; d — длина плиты вдоль опоры; $b_{pl,1}, b_{pl,2}$ — глубины опорных площадок плиты перекрытия соответственно для верхнего и нижнего растворных швов; $\lambda_{m,1}, \lambda_{m,2}$ — коэффициенты податливости при сжатии соответственно верхнего и нижнего растворных швов, определяемые по прил. 2; M_{crc}^o — изгибающий момент, при котором образуются трещины в опорном сечении плиты.

В случае если $q_{crc}^o < q_n$, то плита рассчитывается как свободно опертая.

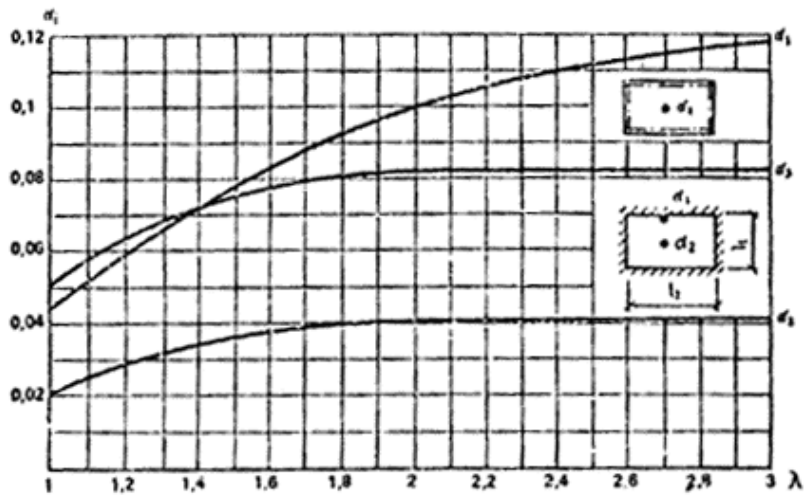


Рис. 48. Коэффициенты для плит, свободно опертых по контуру

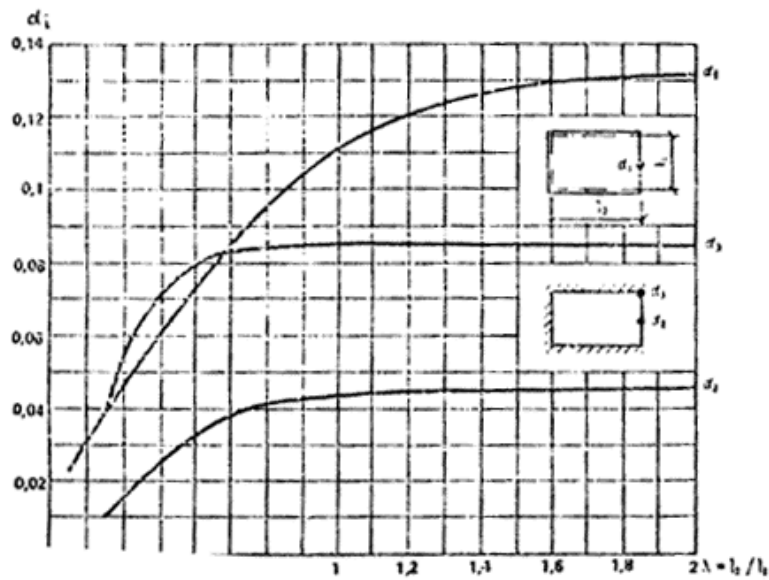


Рис. 49. Коэффициенты для плит, свободно опертых по трем сторонам

6.46. Для монолитной плиты сплошного сечения нагрузка $q_{cr,i}$ при которой образуются трещины в i -м сечении плиты (см. рис. 45), определяется по формуле

$$q_{cr,i} = a_i^o h^2 R_{bt}, \quad (218)$$

где a_i^o — коэффициент, определяемый в зависимости от соотношения сторон плит и схемы заземления по табл. 13.

Таблица 13

Опираие плиты	Соотношение сторон $\lambda = l_2/l_1$	Коэффициенты			
		a_1^o	a_2^o	a_3^o	β^o
Защемление по контуру	1	5,6	5,6	9,4	0,3
	1,11	5	5,2	8	0,31

	1,25	4,3	4,9	6,8	0,31
	1,43	3,9	4,7	6	0,31
	1,66	3,6	4,6	5,3	0,31
	2	3,5	4,6	4,9	0,32
Зашемление по трем сторонам	0,7	3,3	4,3	5,6	0,26
	0,8	3,3	4,2	5,1	0,33
	0,9	3,3	4,2	4,9	0,33
	1	3,3	4,2	4,8	0,34
	1,2	3,4	4,2	4,7	0,32
	1,5	3,4	4,2	4,6	0,32

Расчет прогибов железобетонных плит

6.47. Прогибы свободно опертых по двум сторонам плит определяются по нормам проектирования железобетонных конструкций. Максимальные прогибы от длительно действующих нагрузок свободно опертых по трем или четырем сторонам плит с закрепленными от подъема углами разрешается определять по формулам:

в случае, когда трещины не образуются, $q_{erc} > q_n$

$$f = \varphi_{b2} l^4 \beta_1 q_l / (\varphi_{b1} E_b h^3), \quad (219)$$

где β_1 — коэффициент, вычисляемый по графикам на рис. 50, 51 в зависимости от схемы опирания плиты; q_l — длительно действующая нагрузка, по которой проверяется прогиб плиты; E_b — начальный модуль упругости бетона плиты; h — толщина плиты;

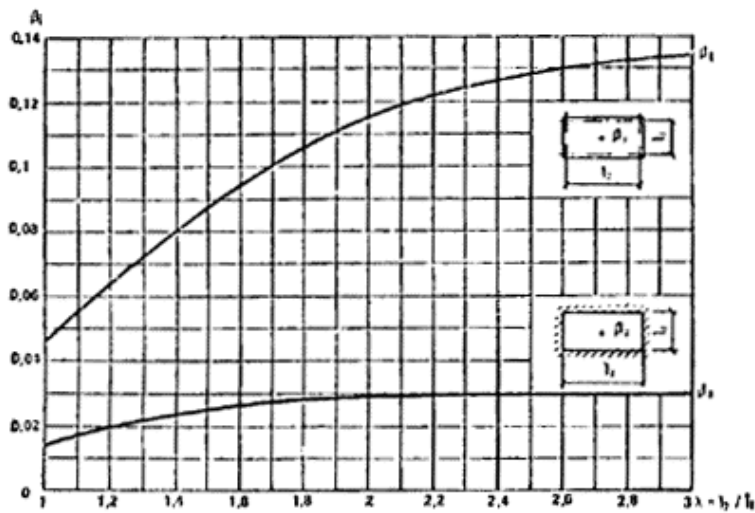


Рис. 50. Коэффициенты β_i для плит, свободно опертых по контуру

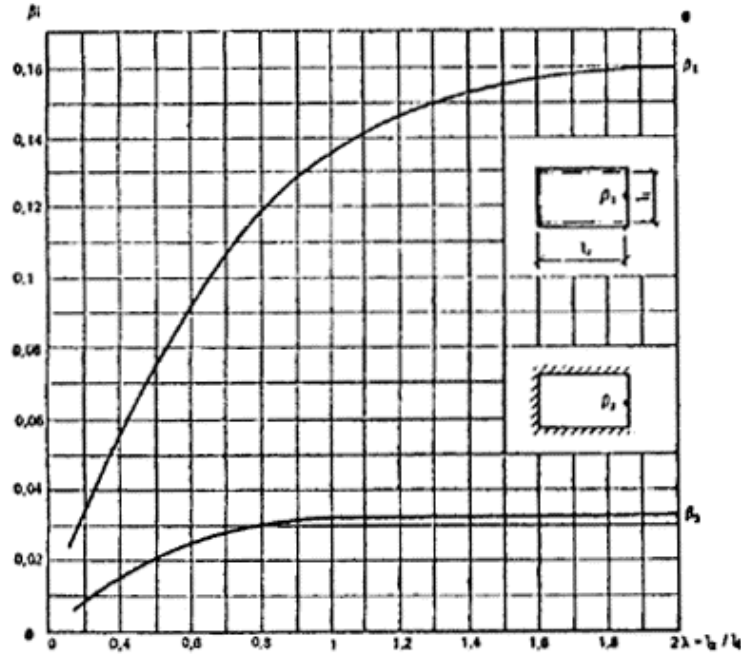


Рис. 51. Коэффициенты β_i для плит, свободно опертых по трем сторонам

в случае, когда трещины образуются при нагрузке ($q_{crc} < q_l$),

$$f = \varphi_{b2} f_{crc} + (f_{ser} - \varphi_{b2} f_{crc}) (q_l - q_{crc}) / (q_{ser} - q_{crc}), \quad (220)$$

где f_{crc} — кратковременный прогиб при нагрузке q_{crc} , соответствующей моменту образования трещин в плите;

$$f_{crc} = l_1^4 \beta_1 q_{crc} / (\varphi_{b1} E_b h^3); \quad (221)$$

φ_{b1} — коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона и определяемый для бетонов: тяжелого, легкого при плотном мелком заполнителе — 0,85; легкого при пористом мелком заполнителе — 0,7; φ_{b2} — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести на деформации элемента без трещин, определяемый по СНиП 2.03.01—84: для тяжелого, легкого и ячеистого бетонов при ω , равной 40 — 75 % (влажности воздуха окружающей среды), $\varphi_{b2} = 2$, при ω ниже 40 % $\varphi_{b2} = 3$; f_{ser} — прогиб плиты в предельном состоянии от длительных нагрузок, вычисленный исходя из расчетных характеристик бетона и арматуры, для предельных состояний второй группы

$$f_{ser} = \frac{0,141 l_1^2 R_{s,ser}}{h_{01} E_{s1}} \left(1 + \frac{0,9 \mu E_{s1}}{\xi E_b \nu} \right) \eta_1 \eta_2, \quad (222)$$

$R_{s,ser}$ — расчетное сопротивление для предельных состояний второй группы арматуры плиты, расположенной вдоль пролета l_1 ; E_{s1} — модуль упругости арматуры, расположенный вдоль пролета l_1 ; h_{01} — рабочая высота сечения при изгибе плиты вдоль пролета l_1 ; μ — приведенный коэффициент армирования,

$$\mu = (\mu_1 \nu_\varphi^2 + \mu_2) / (1 + \nu_\varphi^2), \quad (223)$$

μ_1 , μ_2 — коэффициенты армирования (отношение площади сечения арматуры к площади всего сечения) соответственно вдоль пролетов l_1 и l_2 ; ν_φ — котангенс угла наклона линии излома, принимаемый для плит, опертых по четырем сторонам, а также по трем сторонам при $\lambda \leq 1$, равным 1, а при $\lambda > 1$ — определяется по указаниям п. 6.27; ν — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны, принимаемый по СНиП 2.03.01—84. При продолжительном действии нагрузок для конструкций из тяжелого и легкого бетона при влажности воздуха окружающей среды 40 — 75 % $\nu = 0,15$; ниже 40 % $\nu = 0,1$;

$$\xi = 0,1 + 0,5 \mu R_{s,ser} / R_{b,ser}, \quad (224)$$

η_1 — коэффициент, учитывающий возможные отклонения толщины защитного слоя арматуры; для опертых по контуру армированных сетками плит толщиной менее 16 см

$$\eta_1 = h_{o1}/(h_{o1} - 0,7), \quad (225)$$

но не более 1,2; в остальных случаях принимается по СНиП 2.03.01—84. В формуле (225) величину h_{o1} принимать в см. η_2 — коэффициент, учитывающий несовпадение наибольшего прогиба плиты с прогибом в точке пересечений линий излома и определяемый по формулам:

для опертых по контуру плит

$$\eta_2 = 1 + 0,2(l_2/l_1 - 1); \quad (226)$$

для плит, опертых по трем сторонам

$$\text{при } l_2 \geq 0,5l_1, \eta_2 = 1 + 0,2(2l_2/l_1 - 1); \quad (227)$$

$$\text{при } l_2 \leq 0,5l_1, \eta_2 = 1 - (1 - 2l_2/l_1)^2; \quad (228)$$

q_{ser} — предельная нагрузка на плиту, вычисляемая в п. 6.27 с использованием расчетных характеристик арматуры и бетона для предельных состояний второй группы;

в случае, когда трещины образуются при нагрузке $q_{crc} \geq q_n$,

$$f = f_{crc} (\varphi_{b2} q_1 - q_n + q_{crc})/q_{crc} + (f_{ser} - f_{crc})(q_n - q_{crc})/(q_{ser} - q_{crc}), \quad (229)$$

где f_{ser} — вычисляется по формуле (222) при $\nu = 0,45$.

6.48. Максимальные прогибы от длительно действующих нагрузок сборных плит, рассчитываемых с учетом двух стадий их работы (до и после защемления), разрешается определять по формулам:

в случае, когда трещины в пролете не образуются ($q_{crc} > q_n$), то

$$f = \varphi_{b2} l^4 [\beta_1 q_1 - a(q_1 - q_1)(\beta_1 - \beta_2)] / (\varphi_{b1} E_b h^3), \quad (230)$$

где β_1, β_2 — коэффициенты, определяемые по графикам на рис. 50, 51; a — коэффициент, учитывающий податливость защемления плиты и определяемый по формуле (216); q_1 — нагрузка, при которой происходит упругое защемление плиты;

в случае, когда трещины в пролете образуются до упругого защемления плиты, $q_1 \geq q_{crc}$

$$f = \varphi_{b2} f_{crc} + (f_{ser} - \varphi_{b2} f_{crc})(q_1 - q_{crc} - \Delta q)/(q_{ser} - q_{crc}), \quad (231)$$

где f_{crc} — вычисляется по формуле (221); f_{ser} — вычисляется по формуле (222);

$$\Delta q = a(q_1 - q_1)(1 - \beta_2/\beta_1); \quad (232)$$

в случае, когда трещины в пролете образуются после упругого защемления плиты, $q_1 < q_{crc}$

$$f = \varphi_{b2} [f_{crc}^o + (f_{ser} - f_{crc}^o)(q_1 - q_{crc}^o)/(q_{ser} - q_{crc}^o)], \quad (233)$$

где

$$f_{crc}^o = [\beta_1 q_{crc}^o - (q_{crc}^o - q_1)(\beta_1 - \beta_2)a] l^4 / (\varphi_{b1} E_b h^3), \quad (234)$$

q_{crc}^o — нагрузка, при которой в защемленной плите образуются трещины в пролете.

6.49. Для монолитных плит, защемленных по контуру или трем сторонам, максимальный прогиб определяется по формулам:

в случае, когда трещины в пролете не образуются ($q_{crc} \geq q_n$)

$$f = \varphi_{b2} \beta_2 q_1 l^4 / (\varphi_{b1} E_b h^3); \quad (235)$$

в случае, когда трещины в пролете образуются при нагрузке $q_{crc} < q_1$,

$$f = f_{crc}^o + (f_{ser} - f_{crc}^o)(q_1 - q_{crc})/(q_{ser} - q_{crc}), \quad (236)$$

где f_{crc}^o — прогиб защемленной плиты в момент образования трещин в пролете, определяемый по формуле

$$f_{crc}^o = \beta_2 q_{crc} l^4 / (\varphi_{b1} E_b h^3); \quad (237)$$

f_{ser}^o — прогиб защемленной плиты в предельном состоянии от длительных нагрузок, вычисленный исходя из расчетных характеристик бетона и арматуры для предельных состояний второй группы

$$f_{ser}^o = f_{ser} \cdot 0, \quad (238)$$

где f_{ser} — вычисляется по формуле (222); 0 — коэффициент, учитывающий влияние защемления плиты на ее прогибы в предельном состоянии и определяемый по табл. 14 в зависимости от значения величины

$$\psi = \sum_{i=1}^n \psi_i; \quad (239)$$

ψ_i — коэффициенты, характеризующие ортотропию армирования плиты (см. п. 6.36); n — количество защемленных сторон плиты;

Таблица 14

Схема плиты	Коэффициент 0
	$0 = 1/(1 + \psi/n)$
	$0 = (1 + 0,25 \psi/n)/(1 + \psi/n)$

в случае, если трещины образуются при нагрузке q_{crc} , удовлетворяющей условиям, что $q_l < q_{crc} \leq q_n$

$$f = [f_{crc}^o + (f_{ser}^o - f_{crc}^o)(q_n - q_{crc})/(q_{ser} - q_{crc})] q_l/q_n. \quad (240)$$

Расчет раскрытия трещин

6.50. Ширина раскрытия трещин железобетонных плит определяется согласно СНиП 2.03.01—84 в зависимости от значения напряжения σ_s , в растянутой арматуре в сечении с трещиной.

Для плит, опертых по контуру и трем сторонам, напряжение разрешается определять по формулам:

при $q_l > q_{crc}$

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} + (R_{s,ser} - \sigma_{s,crc})(q_l - q_{crc})/(q_{ser} - q_{crc}); \quad (241)$$

при $q_l \leq q_{crc} < q_n$

$$\sigma_s = [+ (R_{s,ser} - \sigma_{s,crc})(q_n - q_{crc})/(q_{ser} - q_{crc})] q_l/q_n, \quad (242)$$

где $\sigma_{s,crc}$ — напряжение в арматуре непосредственно после образования трещины в сечении

$$\sigma_{s,crc} = \frac{M_{crc}}{(1 - 0,5\xi)h_o A_s}; \quad (243)$$

M_{crc} — изгибающий момент, при котором в рассматриваемом сечении образуются трещины; ξ — вычисляется по формуле (224).

6.51. В слабоармированных сечениях плиты при $\mu \leq 0,8$ % расчетное значение раскрытия трещин допускается уменьшать умножением на коэффициент ω , учитывающий работу растянутого бетона над трещинами,

$$\omega = \omega_1 \omega_2 \leq 1, \quad (244)$$

где ω_1 - коэффициент, учитывающий уровень нагружения

$$\omega_1 = \frac{m_o(m_n - m_{crc})(m_l + \sigma W_o)}{m_l(m_o - m_{crc})(m_n + \sigma W_o)}, \quad (245)$$

m_n, m_l — изгибающий момент, действующий в сечении плиты соответственно от нагрузки q_n и q_l ;

$$m_n = m_{crc} + (m_{ser} - m_{crc})(q_n - q_{crc})/(q_{ser} - q_{crc}); \quad (246)$$

$$m_l = m_{crc} + (m_{ser} - m_{crc})(q_l - q_{crc})/(q_{ser} - q_{crc}), \quad (247)$$

m_{ser} — предельный момент, воспринимаемый сечением плиты; определяется при характеристиках бетона и арматуры, соответствующих предельным состояниям второй группы; m_o — момент, при котором растянутый бетон над трещинами практически выключается из работы:

$$m_o = 1,2m_{crc} \left(1 + \frac{35\mu E_s}{\eta E_b} \right) \leq 3,3m_{crc}; \quad (248)$$

W_o — упругий момент сопротивления сечения при изгибе; $\sigma = 100 \text{ Н/см}^2$ — сжимающее напряжение; ψ_2 — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;

$$\psi_2 = 1,8m_{crc}/m_n \geq 1; \quad (249)$$

при $m_o < m_n$ коэффициент $\psi_2 = 1$.

Расчет плит перекрытия на монтажные воздействия

6.52. Для монтажа плит перекрытий рекомендуется предусматривать статически определимые схемы подъема. Распределение усилий от собственного веса плиты в точках подвески ее к монтажной траверсе задается конструкцией этой траверсы, выполняемой в виде рычажного механизма или системы вращающихся блоков.

Плиты перекрытий и монтажную оснастку для их подъема в горизонтальном положении следует проектировать исходя из условия, что проекция на поверхность плиты ее центра тяжести и крюка подъемного крана должны совпадать. Это условие распространяется на симметричные и несимметричные изделия.

Применение статически неопределимых систем подъема (траверсы с постоянным закреплением четырех стропов на кольце) допускается только для плит шириной до 2 м, опираемых по коротким сторонам. В этом случае плита рассчитывается как подвешенная на двух петлях, расположенных по диагонали.

6.53. При проектировании системы подъема и размещении монтажных петель или отверстий следует стремиться к тому, чтобы изгибающие моменты от монтажных воздействий не превосходили моментов от полной нормативной нагрузки. Если это условие выполнить не удастся, то при расчете деформаций плиты в эксплуатационной стадии следует учитывать снижение их жесткости в результате кратковременного действия монтажных нагрузок в тех случаях, когда они вызывают появление трещин.

6.54. Для монтажных (подъемных) петель плит перекрытий следует применять только горячекатаную арматурную сталь класса А-I.

6.55. В зависимости от статического усилия, приходящегося на одну петлю, диаметр ее принимается по табл. 15.

Таблица 15

Диаметр петли, мм	Предельное статическое усилие на одну плиту, кН (кгс)	Диаметр петли, мм	Предельное статическое усилие на одну плиту кН (кгс)
6	1 (100)	18	25 (2500)
8	3 (300)	20	31 (3100)
10	7 (700)	22	38 (3800)
12	10 (1000)	25	49 (4900)
14	15 (1500)	28	61 (6100)
16	20 (2000)	32	80 (8000)

При использовании монтажных траверс, обеспечивающих приложение нагрузки под углом к оси симметрии петли менее 15° , а также при подъеме плит за четыре петли не балансирующей траверсой (статически неопределимой системой), когда вся нагрузка от веса панели считается приложенной только к двум любым петлям, расположенным по диагонали, приведенные в табл. 15 значения предельных статических усилий могут быть повышены на 50 %.

6.55. При расчете плит на монтажные нагрузки их собственный вес, определяемый с учетом производственной влажности, принимается с коэффициентом динамичности 1,4. Соответственно увеличиваются и сосредоточенные усилия в местах подвески панелей. Все расчетные характеристики бетона принимаются сниженными с учетом отношения отпускной прочности бетона к проектной. Учитывая кратковременность динамических перегрузок, расчетные характеристики бетона умножают на коэффициент условия работы $\gamma_{b2} = 1,1$.

6.56. На монтажные воздействия проверяются сечения, параллельные сторонам плиты, проходящие через оси подъемных петель или монтажных отверстий, а также те, в которых значения поперечной силы равны нулю. Изгибающие моменты в указанных сечениях определяют из условия равновесия внешних и внутренних сил по формулам сопротивления материалов для статически определимых стержневых систем.

Изгибающий момент, проходящийся на единицу ширины сечения, определяют по формуле

$$m = M\gamma/b, \quad (250)$$

где M , Н·м — изгибающий момент от монтажных воздействий, действующий в сечении шириной b ; γ — коэффициент неравномерности распределения изгибающего момента по ширине сечения с учетом пластического перераспределения напряжений.

При расположении сечения, в котором поперечная сила равна нулю, на расстоянии большем 0,4 расстояния между ближайшими петлями или монтажными отверстиями до оси этих петель (или отверстий), коэффициент γ принимается равным 1,2 — для расчета по трещинообразованию, 1 — для расчета необходимого армирования. В остальных случаях коэффициент γ принимается соответственно равным 1,4 и 1,2.

6.57. Плиты шириной до 2 м, поднимаемые за 4 петли небалансирующей траверсой, считаются подвешенными только к двум любым петлям, расположенным по диагонали.

При расчете таких плит на монтажные воздействия проверяется необходимость постановки и сечение верхней поперечной по отношению к пролету арматуры.

Верхняя арматура не предусматривается, если соблюдается условие

$$M_{cr,lon} \geq 0,175Gb, \quad (251)$$

где $M_{cr,lon}$, кН/м — изгибающий момент в продольном сечении плиты, при котором напряжения в верхней растянутой зоне бетона достигают величины расчетного сопротивления растяжению R_{bt} с учетом отношения отпускной и проектной прочности бетона; G , кН — монтажный вес плиты, умноженный на коэффициент динамичности 1,4; b , м — ширина плиты.

Для плит сплошного сечения условие (251) может быть записано в виде

$$R_{bt} \geq 0,6 Gb \quad (252)$$

где l и h соответственно длина и толщина плиты.

При несоблюдении условия (251) верхняя поперечная арматура, распределенная по длине элемента, подбирается из условия восприятия изгибающего момента

$$M \geq 0,15 Gb. \quad (253)$$

6.58. Плиты, поднимаемые за 6 точек с помощью траверсы, обеспечивающей равенство усилий во всех стропах, рассчитываются в предположении равенства вертикальных составляющих усилий, приложенных к монтажным петлям или отверстиям. Для среднего поперечного сечения вертикальные составляющие усилий, приложенных к средней паре петель (или отверстий), принимаются с коэффициентом 1,2, а вертикальные составляющие усилий, приложенных в остальных четырех точках, — с коэффициентом 0,9.

6.59. В случае, когда по технологическим или конструктивным причинам подъемные петли устанавливают по боковым граням плит, не менее 50 % верхней расчетной арматуры следует располагать в зоне концентрации растягивающих напряжений в непосредственной близости от петель.

Для предотвращения вырывания петель из плоскости панелей у края петлевой ниши в бетоне следует предусматривать анкерные петли, снабженные в местах перегиба анкерующими стержнями периодического профиля, диаметром не менее диаметра монтажной петли. Анкерные петли выполняются из стали класса А-I, а их сечение

рассчитывается на монтажное усилие, действующее на петлю, с коэффициентом динамичности 1,4 (без учета разложения усилия по обеим ветвям анкерной петли).

6.60. В целях приближения характера работы плиты во время подъема к характеру работы во время эксплуатации при опирании по четырем сторонам подъемные петли рекомендуется также располагать по четырем сторонам: в середине коротких сторон и на 1/3 от краев длинных (рис. 52).

Значения изгибающего момента при подъеме, приходящегося на единицу ширины плиты, в этом случае следует определять по формуле

$$m = G\beta, \quad (254)$$

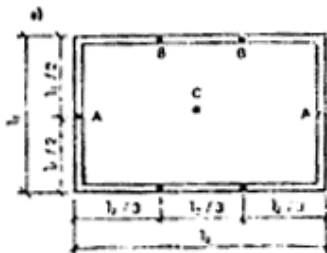
где β — безразмерный коэффициент, принимаемый для различных точек плиты по табл. 16, в зависимости от соотношения сторон плиты $\lambda = l_2/l_1$.

Таблица 16

$\lambda = l_2/l_1$	Коэффициент β для плиты, поднимаемой за шесть монтажных петель (рис. 52), при определении усилий от изгиба			
	в поперечном направлении в точках		в продольном направлении в точках	
	А	С	В	С
1,0	-0,0188	0,0693	-0,0572	0,0278
1,1	-0,0232	0,0657	-0,0567	0,0258
1,2	-0,0277	0,0625	-0,0562	0,0245
1,3	-0,0325	0,0598	-0,0558	0,0240
1,4	-0,0375	0,0575	-0,0555	0,0242
1,5	-0,0427	0,0555	-0,0553	0,0247
1,6	-0,0482	0,0537	-0,0053	0,0255
1,7	-0,0538	0,0520	-0,0553	0,0267
1,8	-0,0597	0,0505	-0,0553	0,0280
1,9	-0,0657	0,0491	-0,0555	0,0293
2,0	-0,0718	0,0478	-0,0556	0,0307
2,1	-0,0780	0,0465	-0,0558	0,0320
2,2	-0,0843	0,0453	-0,0560	0,0332
2,3	-0,907	0,0441	-0,0562	0,0343
2,4	-0,0972	0,0430	-0,0563	0,0353
2,5	-0,1036	0,0418	-0,0565	0,0363

Примечание. Отрицательное значение коэффициента означает, что растянута верхняя зона плиты.

Сечение верхней арматуры, предназначенной для восприятия растягивающих усилий в точках А и В (см. рис. 52), следует определять по величинам изгибающих моментов в этих точках, принимая, что ширина сечения равна 0,1 ширины плиты (меньшего ее пролета). Всю эту арматуру следует концентрировать в непосредственной близости от лунки или ниши, в которой установлена монтажная петля. Длину стержней указанной арматуры следует назначать равной 100 ее диаметрам, но не менее 800 мм (в обе стороны от оси петли по 50d или по 400, d — диаметр петли).



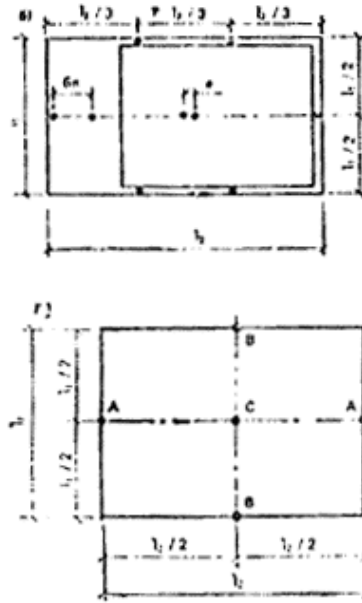


Рис. 52. Размещение монтажных петель в плите, опертой на стены по контуру

a — симметричная плита, *б* — асимметричная плита (с балконом); *в* — симметричная плита длиной 4,2 м и менее; А, В, С — точки, в которых определяются усилия; *e* — расстояние между центрами тяжести несущей части всей комплексной панели

В случае асимметричных плит с балконами и плитами основания раздельного (плавающего) пола монтажную петлю, расположенную со стороны балкона, рекомендуется смещать по направлению к центру тяжести изделия на величину *be* (рис. 52, в). Таким способом достигается центрирование плиты и частичное использование при монтаже несущей способности балконной консоли. Указанные плиты допускается рассчитывать по формуле (254), принимая в расчет их полную длину.

В опираемых по контуру плитах длиной не более 4,2 м допускается устройство четырех монтажных петель, располагаемых в серединах каждой из сторон (рис. 52, г). Указанные плиты следует рассчитывать по формуле (254), принимая коэффициент β по табл. 17.

Таблица 17

$\lambda = l_2/l_1$	Коэффициент β для плиты, поднимаемой за четыре монтажных петли (рис. 53), при определении усилий от изгиба			
	в поперечном направлении в точках		в продольном направлении в точках	
	А	С	В	С
1	—0,0965	0,0497	—0,0963	0,0497
1,1	—0,0995	0,0470	—0,1027	0,0530
1,2	—0,1025	0,0445	—0,1035	0,0562
1,3	—0,1055	0,0422	—0,114	0,0592
1,4	—0,1085	0,0402	—0,118	0,0620
1,5	—0,1115	0,0385	—0,122	0,0647
1,6	—0,1145	0,0370	—0,125	0,0675
1,7	—0,1175	0,0357	—0,128	0,0702
1,8	—0,1205	0,0347	—0,30	0,0730

Примечание. Отрицательное значение β означает, что растянута верхняя зона плиты.

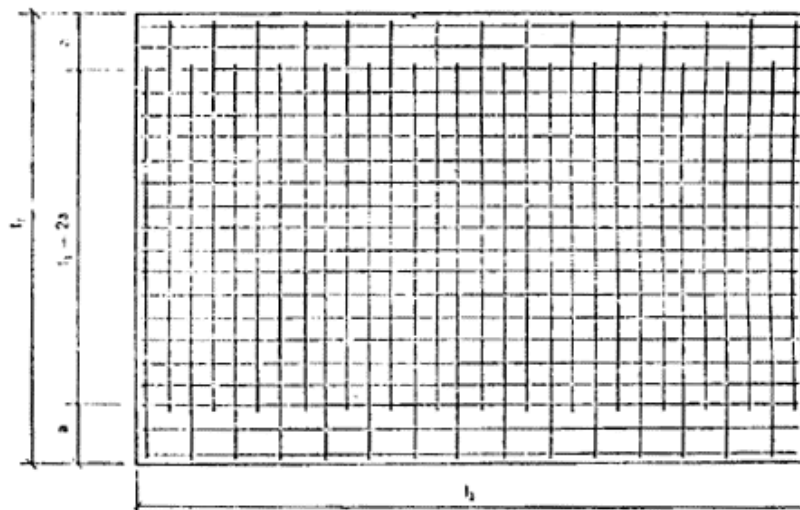


Рис. 53. Схема к примеру расчета сборной плиты перекрытия, опертой по контуру

Остальные условия расчета и конструирования таких плит то же, что и плит с шестью монтажными петлями.

6.61 При бетонировании монолитных конструкций необходимо использовать оптимальное количество опалубки, что связано со сроками ее оборачиваемости и условиями распалубки. Поэтому кроме основного расчета на эксплуатационную нагрузку в случае необходимости дополнительно проверяется плита по прочности и трещиностойкости на действие нагрузки, учитывающей особенности технологии возведения здания.

6.62. Возможны два варианта демонтажа опалубки монолитной плиты перекрытия: полная распалубка и частичная с переопиранием на инвентарные стойки.

Плита при полном распалубливании рассчитывается на нагрузки, учитывающие собственный вес с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ и сосредоточенную нагрузку от веса рабочего и груза $G = 1,3 \text{ кН}$ ($\gamma_f = 1,3$), находящегося в невыгодном сечении плиты. Распалубочная прочность бетона принимается в соответствии со СНиП III-15-76.

При бетонировании монолитных конструкций или при частичном распалубливании плиты перекрытия нижележащая плита проверяется на сосредоточенные нагрузки Q , передаваемые столками при набранной прочности бетона на момент заграждения.

Расчетная схема монолитной плиты принимается в виде однопролетной балки, защемленной на опорах пролетом l_1 .

6.63. В сборно-монолитной конструкции перекрытия при расчете на монтажные нагрузки необходимо произвести проверку плиты-скорлупы при следующих стадиях монтажа:

- при подъеме и установке скорлупы в проектное положение;
- при бетонировании монолитного слоя перекрытия.

Подъем плиты-скорлупы производится с помощью строповочного захвата или самобалансирующей траверсы за четыре, шесть или восемь монтажных петель. Количество петель определяется расчетом. Монтаж скорлупы в проектное положение производится на временную систему опорных прогонов и стоек, после чего бетонируется монолитный слой плиты.

Плита-скорлупа рассчитывается с коэффициентами надежности по нагрузке: при расчете на монтажные нагрузки $\gamma_f = 1,5$; при расчете на нагрузки, возникающие при бетонировании монолитного слоя от собственного веса скорлупы, $\gamma_f = 1,1$, от веса слоя монолитного бетона $\gamma_f = 1,2$ и от нагрузки людей и транспортных средств, равной $1,5 \text{ кН/м}^2$, $\gamma_f = 1,3$.

Монтаж скорлупы производится при требуемой расчетной прочности бетона, но не менее 70 %.

Расчетная схема скорлупы на монтажные воздействия принимается в виде неразрезной балки в расчетном направлении.

6.64. Конструктивное решение скорлупы может быть выполнено в двух вариантах: без внешнего армирования или с внешним армированием.

В первом случае арматура скорлупы размещена в толще плиты, во втором — для увеличения прочности (жесткости) скорлупа дополнительно армирована треугольными каркасами с внешней арматурой.

6.65. Изгибающий момент, воспринимаемый сечением скорлупы, принимается равным большему из значений величин M_b и M_s , определяемых по формулам:

$$M_b = R_{bt}bh^2/3,5; \quad (255)$$

$$M_s = R_s A_s [h_{01} - 0,5R_s A_s / (R_b b)], \quad (256)$$

где h_1 и h_{01} — толщина и рабочая высота сечения скорлупы; b — расчетная ширина скорлупы; A_s — площадь сечения расчетной арматуры.

При наличии внешнего армирования расчет скорлупы в опорном сечении производится из условия

$$M \leq R_s A'_s \left(h'_o - \frac{0,5R_s A'_s}{R_b b} \right), \quad (257)$$

где A'_s — площадь сечения внешней арматуры; h'_o — рабочая высота, равная расстоянию от сжатой грани скорлупы до центра площади сечения внешней арматуры.

Подъем скорлупы с внешней арматурой в проектное положение производится за монтажные петли.

Образование трещин в скорлупе до эксплуатационной стадии работы не допускается.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ

Пример 8. Свободно опертая по контуру плита перекрытия крупнопанельного здания (рис. 53).

Исходные данные. Размеры плиты в плане — 3580 × 6580 мм. Толщина 120 мм. Размеры опорных площадок: вдоль короткого пролета — 50 мм; вдоль длинного пролета — 70 мм.

Расчетные пролеты плиты: $l_1 = 3580 - 50 = 3530$ мм; $l_2 = 6580 - 70 = 6510$ мм.

Соотношение расчетных пролетов $\lambda = l_2/l_1 = 6510/3530 = 1,844$.

Плита из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В 15 кассетного изготовления. Расчетные сопротивления:

для предельных состояний первой группы (при расчете на длительные нагрузки) $R_b = 8,5 \cdot 0,9 \cdot 0,85 = 6,5$ МПа; $R_{bt} = 0,75 \cdot 0,9 \cdot 0,85 = 0,57$ МПа;

для предельных состояний второй группы $R_{b,ser} = 11$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,15$ МПа.

Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении для изделий кассетного изготовления $E_b = 20,5 \cdot 10^3 \cdot 0,85 = 17,4 \times 10^3$ МПа.

Нагрузки на 1 м² плиты без учета собственного веса: расчетная — 4500 Н/м² (~ 450 кгс/м²); нормативная — 3600 Н/м² (~ 360 кгс/м²); длительная — 2600 Н/м² (~ 260 кгс/м²).

Масса 1 м² плиты $0,12 \cdot 2500 = 300$ кг/м².

Суммарные нагрузки на плиту с учетом коэффициента надежности по назначению, $\gamma_n = 0,95$:

расчетная — $q = 0,95(300 \cdot 9,81 \cdot 1,1 + 4500) = 7350$ Н/м²;

нормативная — $q_n = 0,95(300 \cdot 9,81 + 3600) = 6216$ Н/м²;

длительная — $q_l = 0,95(300 \cdot 9,81 + 2600) = 5266$ Н/м².

Максимальное значение изгибающего момента в плите при опирании по балочной схеме по двум длинным сторонам $M_o = ql^2/8 = 7350 \cdot 3,53^2 \cdot 6,51/8 = 74530$ Н/м = $74,53 \cdot 10^6$ Н · мм.

Расчет прочности плиты при действии эксплуатационных нагрузок. Примем армирование плиты сварной сеткой, в которой стержни вдоль пролета l_1 через один обрываются согласно эпюре моментов. Предварительно назначим арматуру вдоль пролета l_1 из стали класса А-III, а вдоль пролета l_2 — из стали класса Вр-I. При таком армировании по п. 6.31 коэффициент $\gamma_s = 0,9$. Примем, что $h_{01} = 100$ мм, $h_{02} = 92$ мм. Тогда коэффициент

$$\nu_{opt} = \frac{\gamma_s h_{02}}{\lambda h_{01}} = \frac{0,9 \cdot 92}{1,844 \cdot 100} = 0,45.$$

По рис. 46 при $l_1/h = 3530/120 = 29,4$ и $\lambda = 1,844$ коэффициент $\gamma_p = 0,90$. Изгибающие моменты вдоль пролетов l_1 и l_2 , соответствующие оптимальной схеме армирования:

$$M_1 = M_o \gamma_p \left(1 - \frac{2 \nu_{opt}}{\lambda} \right) = 74,53 \times 10^6 \cdot 0,90 \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{0,45}{1,833} \right) = 61,1 \cdot 10^6 \quad \text{Н·мм;}$$

$$M_2 = M_o \gamma_p \frac{V_{opt}^2}{3\lambda} = 74,53 \times 10^6 \cdot 0,90 \frac{0,45^2}{3 \cdot 1,833} = 2,7 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм. Определим требуемое армирование вдоль пролета } l_1:$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2M_1 / (R_b l_2 h_{01}^2)} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 61,1 \times 10^6 / (6,5 \cdot 6510 \cdot 100^2)} = 0,158; N_{s1} = R_b h_{01} \xi_1 = 6,5 \cdot 100 \cdot 0,158 = 103 \text{ Н/мм.}$$

По табл. 10 принимаем арматуру диаметром 10 мм из стали класса А-III с шагом 300 мм ($N_{s1} = 98 \text{ Н/мм}$; $a_{s1} = 261 \text{ мм}^2/\text{м}$).

$$\text{Коэффициент армирования } \mu_1 = a_{s1} / (h_{01} \cdot 10^3) = 261 / (100 \cdot 10^3) = 2,61 \cdot 10^{-3} = 0,261 \% > \mu_{min} = 0,05 \%$$

Требуемое армирование вдоль пролета l_2 :

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - (2M_2) / (R_b l_1 h_{02}^2)} = 1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 2,7 \cdot 10^6) / (6,5 \cdot 3580 \cdot 92^2)} = 0,014; N_{s2} = R_b h_{02} \xi_2 = 6,5 \cdot 92 \cdot 0,014 = 8,4 \text{ Н/мм.}$$

По табл. 10 принимаем арматуру диаметром 3 мм из стали класса Вр-1 с шагом 300 мм ($N_{s1} = 8,86 \text{ Н/мм}$, $a_{s2} = 23 \text{ мм}^2/\text{м}$).

$$\text{Коэффициент армирования } \mu_2 = \frac{a_{s2}}{h_{02} \cdot 10^3} = \frac{23}{92 \cdot 10^3} = 2,5 \cdot 10^{-4} = 0,025\%. \text{ Проверяем условие } 0,5(\mu_1 + \mu_2) = 0,5(0,261$$

$$+ 0,025)10^{-2} = 0,141 \% > \mu_{min} = 0,05 \%$$

Расчет прочности плиты при действии монтажных нагрузок. Монтажный вес плиты с учетом коэффициента динамичности $1,4 G = 300 \cdot 9,81 \cdot 1,4 \cdot 3,58 \cdot 6,58 = 97 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Примем схему подъема за шесть петель, расположенных в середине коротких сторон и в третях длинных сторон.

По формуле (254) с учетом приведенных в табл. 16 значений (при $\lambda = 1,844$) определим изгибающие моменты, приходящиеся на единицу длины сечения плиты.

Изгибающие моменты в точке С (в середине плиты):

$$\text{в поперечном направлении } \beta = 0,05; M_c = 0,05 \cdot 97 \cdot 10^3 = 4,8 \times 10^3 \text{ Н}\cdot\text{мм/мм};$$

$$\text{в продольном направлении } \beta = 0,0283; M_c = 0,0283 \cdot 97 \cdot 10^3 = 2,75 \cdot 10^3 \text{ Н}\cdot\text{мм/мм.}$$

При расчете на монтажные нагрузки учтем, что возможен подъем плиты при 70 % прочности плиты, тогда расчетное сопротивление сжатию (с учетом коэффициента 1,1, учитывающего кратковременность действия динамических нагрузок) $R_b = 8,5 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,7 = 6,0 \text{ МПа}$.

Изгибающие моменты, воспринимаемые плитой при принятом армировании (при расчете на монтажные нагрузки):

$$\text{в поперечном направлении } (M_{s1} = 98 \text{ Н/мм}; h_{01} = 100 \text{ мм}). m_1 = N_{s1}(h_{01} - N_{s1}/2R_b) = 98(100 - 98/2 \cdot 6) = 9000 \text{ Н} > 4,8 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$\text{в продольном направлении } (N_{s2} = 8,86 \text{ Н/мм}; h_{02} = 92 \text{ мм}) m_{c2} = N_{s2}(h_{02} - N_{s2}/2R_b) = 8,86(92 - 8,86/2 \cdot 6) = 808 \text{ Н} < m_c = 2,75 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Необходимо увеличить армирование вдоль пролета l_2 . Определим требуемое по условиям прочности плиты при монтаже армирование в продольном направлении: $\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 2,75 \times 10^3) / (6 \cdot 92^2)} = 0,056; N_{s2} = 6 \cdot 92 \cdot 0,056 = 30,7 \text{ Н/мм.}$

Принимаем арматуру из проволоки класса Вр-1 диаметром 4 мм, с шагом 150 мм ($N_{s2} = 31,5 \text{ Н/мм}$; $a_{s2} = 84 \text{ мм}^2/\text{м}$).

В связи с тем, что увеличена арматура вдоль пролета l_2 , скорректируем армирование вдоль пролета l_1 . При эксплуатационных нагрузках принятое армирование обеспечивает восприятие изгибающего момента вдоль пролета l_2 , равного $M_2 = M_{s2} l_1 (h_{02} - 0,5 N_{s2} / R_b) = 31,5 \cdot 3530 (92 \cdot 0,5 \cdot 31,5 / 6) = 9,9 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$.

Изгибающий момент M_1 , по которому должна быть определена арматура вдоль пролета l_1 , определим из условия

$$q = \frac{24}{l_1^3} \times \frac{M_1 + M_2}{\gamma_p (3\lambda - 1)}, \quad \text{откуда} \quad (\text{при } q = 7350 \text{ Н/м}^2 = 7,35 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2)$$

$$M_1 = \frac{q l_1^3 \gamma_p}{24} (3\lambda - 1) - M_2 = 7,35 \cdot 10^{-3} \cdot 3530^3 \cdot 0,98 (3 \cdot 1,844 - 1) / 24 - 9,9 \times 10^6 = 49,9 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм};$$

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 49,9 \cdot 10^6) / (6,5 \cdot 6510 \cdot 100^2)} = 0,128; N_{s1} = 6,5 \cdot 100 \cdot 0,128 = 83,2 \text{ Н/мм.}$$

Принимаем арматуру из стержней диаметром 8 мм из стали класса А-III с шагом 200 мм ($N_s = 89 \text{ Н/мм}$; $a_{s1} = 251 \text{ мм}^2/\text{м}$).

Коэффициент армирования: $\mu_1 = 251 / (100 \cdot 10^3) = 0,251 \cdot 10^{-2} = 0,251 \% > \mu_{min} = 0,05 \%$; $\mu_2 = 84 / (92 \cdot 10^3) = 0,09 \cdot 10^{-2} = 0,09 \%$;

$$\mu = 0,5(\mu_1 + \mu_2) = 0,5(0,251 + 0,09)10^{-2} = 0,170 \% > \mu_{min} = 0,05 \%$$

Принятое армирование удовлетворяет условиям прочности при эксплуатационных и монтажных нагрузках и требованиям к минимальному проценту армирования.

Расчет плиты по образованию трещин. Нагрузка, по которой должно быть проверено образование трещин, $q_n = 6216 \text{ Н/м}^2 = 6,2 \times 10^{-3} \text{ Н/мм}^2$.

Изгибающий момент, соответствующий образованию трещин при изгибе вдоль пролета l_1 , определяем приближенно по формуле $M_{crc} = l_2 h_2 R_{bt,ser} / 3,5 = 6510 \cdot 1202 \cdot 1,15 / 3,5 = 30,8 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$.

По графику на рис. 48 при $\lambda = 1,844$ коэффициент $a_1 = 0,095$.

Нагрузка, при которой в пролете плиты образуются трещины,

$$q_{crc} = \frac{M_{crc}}{\alpha_1 l_1^2 l_2 \gamma_n} = \frac{30,8 \cdot 10^6}{0,095 \cdot 3530^2 \cdot 6510 \cdot 0,95} = 4,2 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2 < q_l = 5,3 \cdot 10^{-3} < q_n = 6,2 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2.$$

В плите образуются трещины.

Расчет прогибов плиты. Определим предельную нагрузку q_{ser} при характеристиках материалов для предельных состояний второй группы: $R_{s,ser1} = 390 \text{ МПа}$, $R_{s,ser2} = 405 \text{ МПа}$, $R_{b,ser} = 11 \text{ МПа}$; $R_{bf,ser} = 1,15 \text{ МПа}$; $E_{s1} = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, $N_{s1} = 251 \cdot 10^{-3} \cdot 390 = 97,9 \text{ Н/мм}$; $N_{s2} = 84 \cdot 10^{-3} \cdot 405 = 34 \text{ Н/мм}$;

$$M_1 = 97,9 \cdot 6510 \left(100 - \frac{97,9}{2 \cdot 11} \right) = 60,9 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм};$$

$$M_2 = 34,0 \cdot 3530 \left(92 - \frac{34}{2 \cdot 11} \right) = 10,8 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм};$$

$$q_{ser} = \frac{24}{l_1^3} \cdot \frac{M_1 + M_2}{\gamma_p (3\lambda - 1)} = \frac{24}{3530^2} \cdot \frac{(60,9 + 10,8)10^6}{0,98(3 \cdot 1,844 - 1)} = 8,81 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2.$$

Приведенный коэффициент армирования $\mu = 0,17 \cdot 10^{-2}$.

Относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = 0,1 + 0,5 \mu R_{s,ser,1} / R_{b,ser} = 0,1 + 0,5 \cdot 0,17 \cdot 10^{-2} \cdot 390 / 11 = 0,13$.

При влажности воздуха 40 % и более коэффициент $\nu = 0,15$.

Предельный прогиб плиты, соответствующий нагрузке q_l

$$f_{ser} = \frac{0,41 l_1^2 R_{s,ser,1}}{h_{01} E_{s1}} \left(1 + \frac{0,9 \mu E_{s1}}{\xi E_b \nu} \right) \eta_1 \eta_2 = \frac{0,141 \cdot 3530^2 \cdot 390}{100 \cdot 2 \cdot 10^5} \times$$

$$\times \left(1 + \frac{0,9 \cdot 0,0017 \cdot 2 \cdot 10^5}{0,13 \cdot 17,4 \cdot 10^3 \cdot 0,15} \right) 1,075 \cdot 1,17 = 65,2 \cdot 1,26 = 82 \text{ мм}.$$

Коэффициенты $\eta_1 = h_{01} / (h_{01} - 0,7) = 100 / (100 - 7) = 1,075$; $h_{02} = 1 + 0,2 (\lambda - 1) = 1 + 0,2(1,844 - 1) = 1,17$.

По графику на рис. 50 $\beta = 0,108$.

Прогиб при нагрузке $q_{crc} = 4,2 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2$; $f_{crc} = (l^4 \beta_1 q_{crc}) / (\varphi_{b1} E_b h^3) = (5330^4 \cdot 0,108 \cdot 4,2 \cdot 10^{-3}) / (0,85 \cdot 17,4 \cdot 10^3 \cdot 120^3) = 2,79 \text{ мм}$; $f_{crc \varphi_{b2}} = 2,79 \cdot 2 = 5,6 \text{ мм}$.

Прогиб плиты определяем по формуле $f = \varphi_{b2} f_{crc} + (f_{ser} - \varphi_{b2} f_{crc}) (q_l - q_{crc}) / (q_{ser} - q_{crc}) = 5,6 + (82 - 5,6) (5,27 - 4,2) / (8,81 - 4,2) = 23,3 \text{ мм} > 1/200 = 3530/200 = 17,6 \text{ мм}$.

Прогиб превышает допустимую величину. Необходимо увеличить армирование плиты.

Увеличим вдвое арматуру вдоль пролета l_1 , тогда $M_1 = 2,6 \cdot 9 \times 10^6 = 121,8 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$;

$$q_{ser} = \frac{24}{3530^3} \cdot \frac{121,8 + 10,8)10^6}{0,98(3 \cdot 1,844 - 1)} = 16,3 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2;$$

$$\mu = 0,5(2 \cdot 0,251 + 0,09) = 0,295 \text{ \%};$$

$$\xi = 0,1 + 0,5 \cdot 0,295 \cdot 10^{-2} \cdot 390 / 11 = 0,152;$$

$$f_{ser} = 34,3 \left(1 + \frac{0,9 \cdot 0,00295 \cdot 2 \cdot 10^5}{0,152 \cdot 17,4 \cdot 10^3 \cdot 0,15} \right) 1,26 = 110,7 \text{ мм};$$

$$f = 5,6 + (110,7 - 5,6) \frac{5,27 - 4,2}{16,3 - 4,2} = 5,6 + 9,3 = 14,9 \text{ мм} < 17,6 \text{ мм}.$$

Требуемый прогиб обеспечен.

Окончательно примем: вдоль пролета l_1 — арматура диаметром 8 мм с шагом 100 мм из стали класса А-III; вдоль пролета l_2 — арматура диаметром 4 мм с шагом 150 мм из стали класса Вр-I.

Пример 9. Опертая по трем сторонам многопустотная плита крупнопанельного здания (рис. 54).

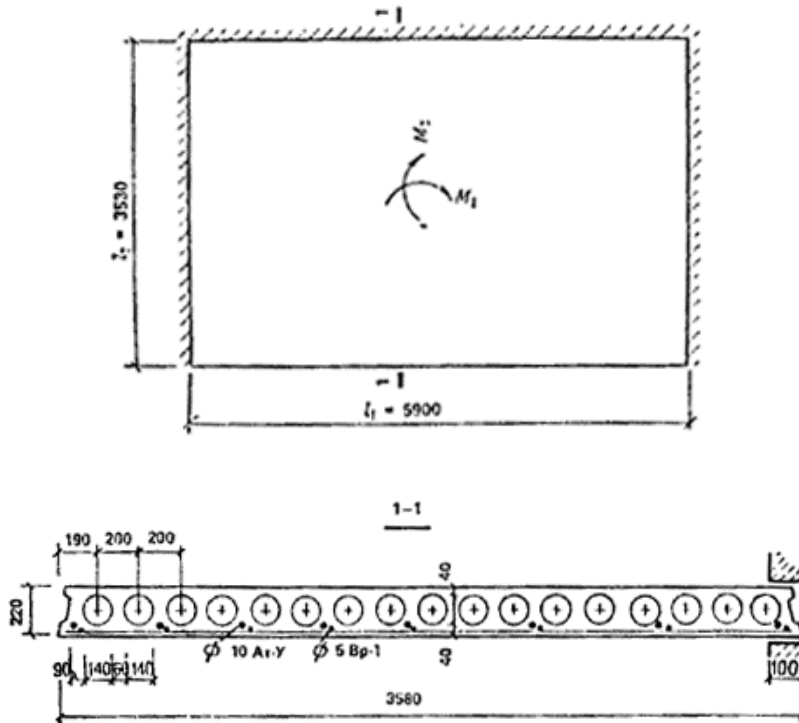


Рис. 54. Схема к примеру расчета сборной многопустотной плиты, опертой по трем сторонам

Требуется определить расчетное армирование, проверить прочность, прогибы и трещиностойкость многопустотной плиты, опертой по двум коротким и одной длинной сторонам на стены крупнопанельного здания. Плита имеет комбинированное армирование: предварительно напряженной арматурой вдоль длинной стороны и сварной сеткой в двух направлениях.

Исходные данные. Размеры плиты 5980×3580 мм, толщина 220 мм. Диаметр пустот $d = 140$ мм, шаг пустот $s_{vac} = 200$ мм, количество пустот $n = 17$. Толщина ребер: крайнего — $b_{\omega\omega} = 90$ мм, промежуточного — $b_{\omega} = 60$ мм. Толщина (высота) верхней и нижней полок $h'_f = h_f = 40$ мм.

Плита после установки на нее перегородок защемляется на опорах в платформенных стыках стеновыми панелями. Глубина опирания плиты: по коротким сторонам 80 мм, по длинной стороне 100 мм.

Расчетные пролеты плиты: $l_1 = 5980 - 2 \cdot 0,5 \cdot 80 = 5900$ мм; $l_2 = 3580 - 0,5 \cdot 100 = 3530$ мм; $\lambda = l_2/l_1 = 0,6$.

Бетон плиты тяжелый класса по прочности на сжатие В20. Сопротивления бетона $R_{b,ser} = 15$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,4$ МПа, $R_b = 11,5 \cdot 0,9 = 10,3$ МПа, $R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$ МПа. Начальный модуль упругости бетона $E_b = 24000$ МПа.

Напрягаемая арматура из стали класса Ат-V диаметром 10 — 12 мм, для которой $R_{s,ser} = 785$ МПа, $R_{sp} = 680$ МПа, $E_{sp} = 190\,000$ МПа, цена 1 т — 181 руб.

Ненапрягаемая арматура из проволоки класса Вр-I диаметром 5 мм, для которой $R_{s,ser} = 395$ МПа, $R_s = 360$ МПа, $E_s = 170\,000$ МПа, цена 1 т — 202 руб.

Защитные слои: для напрягаемой арматуры — 25 мм, для ненапрягаемой арматуры — 15 мм.

Нагрузка на плиту равномерно распределенная.

Нормативная нагрузка на 1 м плиты: от собственного веса плиты 4 кН; от веса пола 0,1 кН, от веса перегородок 1,3 кН, временная нагрузка 1,5 кН, в том числе длительная 0,3 кН.

Расчетные нагрузки с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$:
при расчете прочности

$$q = (1,1 \cdot 4 + 1,2 \cdot 0,1 + 1,1 \cdot 1,3 + 1,3 \cdot 1,5) \cdot 0,95 = 7,5 \text{ кН/м}^2 = 7,5 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2;$$

при проверке трещиностойкости

$$q_{1n} = (4 + 1,3) \cdot 0,95 = 5,0 \text{ кН/м}^2 = 5 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2;$$

$$q_{2n} = (0,1 + 1,5) \cdot 0,95 = 1,52 \text{ кН/м}^2 = 1,52 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2;$$

при проверке прогибов и раскрытия трещин

$$q_{11} = q_{1n} = 5 \text{ кН}; \quad q_{21} = (0,1 + 0,3) \cdot 0,95 = 0,4 \text{ кН/м}^2 = 0,4 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2.$$

Проверка прочности плиты вдоль пустот. Моменты инерции бетонного сечения плиты:
при изгибе вдоль пустот

$$I = l_2 h^3 / 12 - \pi d^4 / 64 = 3530 \cdot 220^3 / 12 - 3,14 \cdot 17 \cdot 140^4 / 64 = 2,79 \cdot 10^9 \text{ мм}^4;$$

при кручении

$$\begin{aligned} I_{\text{тор}} &= \frac{2(l_2 - b_{\text{во}})^2 (h - h_n)^2}{(l_2 - b_{\text{во}}) / hf + (h - h_f) / b_{\text{во}}} = \\ &= \frac{2(3530 - 90)^2 (220 - 40)^2}{(3530 - 90) / 40 + (220 - 40) / 90} = 8,68 \cdot 10^9 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Вычисляем безразмерный параметр

$$\gamma_{\omega} = \pi \left(1 + \frac{\pi^2 \lambda}{4} \cdot \frac{E_b I}{G_b I_{\text{тор}}} \right) = 3,14 \left(1 + \frac{3,14^2 \cdot 0,6}{4} \times \frac{2,79}{0,4 \cdot 8,68} \right) = 6,85$$

Приведенные толщины полок $h_{f, \text{ред}} = h'_{f, \text{ред}} = h_1 + 0,0569d = 40 + 0,0569 \cdot 140 = 48 \text{ мм}$.

Прочность плиты по сечению вдоль средней по ее ширине пустоты без армирования проверяем по условию

$$\begin{aligned} q &\leq \frac{0,85 R_{bt} h_{f, \text{ред}} \gamma_{\omega}}{l_2 [1,5d / h_{\text{ред}} + l_2 / (h + d)]} = \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,81 \cdot 49,5 \cdot 6,85}{3530 [1,5 \cdot 140 / 49,5 + 3530 / (220 + 140)]} = 5,13 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

Так как $q = 7,5 \text{ кН/м}^2$, то прочность без армирования не обеспечена. Необходимо предусмотреть установку арматуры.

Определение требуемой по условиям прочности арматуры. При расчете прочности плита считается свободно опертой по трем сторонам (двум коротким и одной длинной). Частичное защемление плиты в платформенных стыках не учитываем в запас прочности.

Расчетные высоты сечения соответственно вдоль пролетов l_1, l_2 : $h_{01} = 220 - 25 - 0,5 \cdot 10 = 190 \text{ мм}$; $h_{02} = 220 - 15 - 0,5 \cdot 5 = 208 \text{ мм}$. Вдоль пролета l_1 плита имеет комбинированное армирование. Примем предварительно, что площади напряженной и ненапряженной арматуры вдоль пролета имеют соотношение 3:1. Тогда для комбинированного армирования приведенное сопротивление арматуры $R_{s1} = (3R_{sp} + R_s) / 4 = (3 \cdot 680 + 360) / 4 = 600 \text{ МПа}$, приведенная цена 1 т $C_{s1} = (3 \cdot 181 + 202) / 4 = 186 \text{ руб}$.

Для арматуры вдоль пролета l_2 $R_{s2} = 360 \text{ МПа}$, $C_{s2} = 202 \text{ руб}$. Определяем коэффициент $\gamma_s = (R_{s2} C_{s1}) / (R_{s1} C_{s2}) = (369 \cdot 186) / (600 \cdot 200) = 0,56$.

Изгибающий момент от расчетной нагрузки в среднем сечении при опирании плиты по балочной схеме по двум коротким сторонам $M_0 = ql_1^2 l_2 / 8 = 7,5 \cdot 5,9^2 \cdot 3,530 / 8 = 115,2 \text{ кН}\cdot\text{м} = 115,2 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$.

Проверим условие $\lambda^2 > 0,25 \gamma_s h_{02} / h_{01}$. Имеем $\lambda^2 = 0,6^2 = 0,36 > 0,25 \cdot 0,56 \cdot 202 / 190 = 0,15$.

Условие выполнено.

Определим оптимальное по условию прочности армирование плиты: $v_{opt} = 0,5 \gamma_s h_{02} / (\lambda h_{01}) = 0,5 \cdot 0,52 \cdot 202 / (0,6 \cdot 190) = 0,495$;

$M_1 = M_0 \left(1 - \frac{1}{3} v_{opt} / \lambda \right) = 115,2 \left(1 - \frac{1}{3} \cdot 0,495 / 0,6 \right) = 83,5 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$, $M_2 = M_0 v_{opt}^2 / (3 \lambda) = 115,2 \cdot 0,495^2 / (3 \cdot 0,6) = 15,7 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$.

Определим требуемое армирование плиты. Высота сжатой зоны бетона

$$\chi_1 = h_{01} \left[1 - \sqrt{1 - 2 M_1 / (l_2 h_{01}^2 R_b)} \right] = 190 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 83,5 \cdot 10^6 / (3530 \cdot 190^2 \cdot 10,3)} \right] = 12,5 \text{ мм};$$

$$\chi_2 = h_{02} \left[1 - \sqrt{1 - 2 M_2 / (l_1 h_{02}^2 R_b)} \right] = 202 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 15,7 \cdot 10^6 / (5900 \cdot 202^2 \cdot 10,3)} \right] = 1,28 \text{ мм}.$$

Так как $\chi_1 = 21,8 \text{ мм} < h'_f = 40 \text{ мм}$ и $\chi'_2 = 1,28 \text{ мм} < h'_f = 40 \text{ мм}$, то сжатая зона проходит в пределах толщины полки. Поэтому требуемую площадь арматуры определяем как для прямоугольного сечения по формулам: $A_{s1} = \chi_1 l_2 R_b / R_{s1} = 12,5 \cdot 3530 \cdot 10,3 / 600 = 757 \text{ мм}^2$; $A_{s2} = \chi_2 l_1 R_b / R_{s2} = 1,28 \cdot 5900 \cdot 10,3 / 360 = 216 \text{ мм}^2$.

Ранее было принято, что площадь предварительно напряженной арматуры вдоль пролета l_1 составляет 3/4 площади поперечного сечения всей арматуры в этом направлении. Тогда требуемая площадь предварительно напряженной арматуры $A_p = 0,75 \cdot 757 = 568 \text{ мм}^2$.

Принимаем 8 стержней диаметром 10 мм из стали класса Ат-V, площадь сечения $A_{p1} = 628 \text{ мм}^2$.

Требуемая площадь ненапряженной арматуры вдоль пролета l_1 $A_{s1} = A_{s1}^{red} - A_{p1} = 757 - 628 = 129 \text{ мм}^2$.

Принимаем 7 стержней диаметром 5 мм из проволоки класса Вр-1, площадь сечения $A_{s1} = 137 \text{ мм}^2$ (шаг 400 мм).

Вдоль пролета l_1 принимаем 16 стержней диаметром 5 мм из проволоки класса Вр-1, площадь сечения 313 мм (шаг 400 мм).

Проверка прочности ребер на срез. Расстояние по горизонтали от оси опоры плиты до центра первой пустоты $S_0 = (b_{\text{во}} + d) / 2 = (90 + 140) / 2 = 115 \text{ мм}$.

Прочность крайнего опорного ребра проверяем по формуле

$$q \leq \frac{0,15 R_{bt} b_{\text{во}} (h - h_f) \gamma_{\omega}}{s_0 (l_2 - s_0 + 0,5 b_{\text{во}})} = \frac{0,15 \cdot 0,81 \cdot 90 (140 - 40) 6,85}{11,5 (3530 - 115 + 0,5 \cdot 90)} = 0,0188 \text{ МПа} = 18,8 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Так как $q = 7,5 \text{ кН} / \text{м}^2$, то условие прочности для крайнего ребра выполнено.

Прочность ближайшего к опоре промежуточного ребра проверяем по формуле

$$q \leq \frac{0,15 R_{bt} b_{\omega} (h - h_f) \gamma_{\omega}}{s (l_2 - s_0 - 0,5 s)} = \frac{0,15 \cdot 0,81 \cdot 60 (140 - 40) 6,85}{200 (3530 - 115 - 0,5 \cdot 200)} = 0,00753 \text{ МПа} = 7,53 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Так как $q = 7,5 \text{ кН} / \text{м}^2$, то условие прочности для первого промежуточного ребра выполнено.

Расчет по образованию трещин. Нормальные трещины при изгибе плиты не возникают, если выполняется условие $M \leq M_{\text{крс}}$, где M — изгибающий момент от нормативной нагрузки в сечении, для которого проверяется возможность образования трещин; $M_{\text{крс}}$ — момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин.

Изгибающий момент M определим с учетом двух стадий работы плиты до и после защемления стенами.

По рис. 49 $\alpha_1 = 0,073$, $\alpha_2 = 0,033$, $\alpha_3 = 0,08$. Тогда изгибающие моменты в среднем (M_n) и опорном (M_n^o) сечениях от нормативной нагрузки равны: $M_n = (\alpha_1 q_1 n + \alpha_2 q_2 n) l_2 l_1^2 = 0,073 \cdot 5 \cdot 10^{-3} + 0,033 \cdot 1,52 \times 10^{-3} 3530 \cdot 5900^2 = 51 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$; $M_n^o = 1,1 \alpha_3 q_2 n l_2 l_1^2 = 1,1 \cdot 0,08 \cdot 1,52 \times 10^{-3} \cdot 3530 \cdot 5900^2 = 16,4 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}^2$.

Проверим возможность образования трещин в середине пролета l_1 . Вдоль этого пролета плита имеет предварительно напряженное армирование. Поэтому момент M_{ccs} определяем по формуле $M_{ccs} = R_{bt,ser} W_{pl} + P(e_{op} + r)$, где W_{pl} — момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона; P — усилие предварительного напряжения за минусом всех потерь; e_{op} — эксцентриситет усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения; r — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от проверяемой растянутой грани сечения.

Для проверки трещиностойкости плиты при ее изгибе вдоль пролета l_1 примем расчетное двутавровое сечение, в котором круглые пустоты заменены эквивалентными по площади квадратными со стороной $a = 124$ мм.

Расчетное сечение имеет следующие геометрические размеры: $b_f = b'_f = l_2 = 3530$ мм, $b = l_2 - na = 3530 - 17 \cdot 124 = 1422$ мм; $h_f = h'_f = h_{red} = 48$ мм. Вычислим параметры: $y_1 = (b_f - b)h_f / (bh) = (3530 - 1422)48 / (1422 \cdot 220) = 0,323$; $y'_1 = 2y_1 = 2 \cdot 0,323 = 0,647$.

Так как коэффициент армирования плиты вдоль пролета l_1 $\mu = (628 + 156) / (220 \cdot 3530) = 0,001 < 0,01$, то момент сопротивления W_{pl} определяем без учета влияния арматуры по формуле $W_{pl} = (0,292 + 0,75y_1 + 0,057y'_1) = (0,292 + 0,75 \cdot 0,323 + 0,075 \cdot 0,647) 122 \cdot 220^2 = 4,01 \cdot 10^7$ мм³.

Для определения усилия предварительного натяжения P необходимо задать начальное значение напряжения арматуры σ_{sp} и вычислить потери натяжения. Примем, что натяжение арматуры осуществляется электротермическим способом на упоры, при котором рекомендуется назначить напряжение σ_{sp} из условия $\sigma_{sp} = R_{s,ser} - p$, где $R_{s,ser} = 785$ МПа; $p = 30 + 360/l = 30 + 360/6 = 90$ МПа ($l = 6$ м — длина натягиваемого стержня, м). При максимально допустимом предварительном напряжении арматуры $\sigma_{sp} = 785 - 90 = 685$ МПа.

Определим первые потери предварительного напряжения: потери от релаксации $\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 685 = 21$ МПа; потери от температурного перепада Δt между температурами нагреваемого стержня и упоров; величины Δt примем по СНиП 2.03.01—84, равными 65 °С, тогда $\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81$ МПа;

потери $\sigma_3 = \sigma_4 = \sigma_5 = 0$;

потери от быстроснатекающей ползучести σ_6 определяется в зависимости от значения напряжений в бетоне σ_{bp} на уровне центра тяжести напряженной арматуры с учетом потерь $\sigma_1 \dots \sigma_5$. Для определения напряжений σ_{bp} вычислим следующие величины:

усилие предварительного напряжения за минусом потерь $\sigma_1 \dots \sigma_5$

$$P = \left(\sigma_{sp} - \sum_{i=1}^5 \sigma_i \right) A_p = (685 - 21 - 81)628 = 3,725 \cdot 10^5 \text{ Н};$$

площадь приведенного сечения $A_{red} = 3530 \cdot 202 - 17 \cdot 124^2 = 5,19 \times 10^5$ мм²;

эксцентриситет усилия в предварительно напряженной арматуре относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{op} = y_{red} - a_p = 110 - 30 = 80$ мм;

изгибающий момент от собственного веса плиты в ее среднем сечении при изгибе по балочной схеме вдоль пролета l_1 $Mg = gl_2^2 l_1 / 8 = 4 \cdot 10^{-3} \cdot 3530 \cdot 5900^2 = 6,14 \cdot 10^7$ Н·мм ($g = 4$ кН/м² = $4 \cdot 10^{-3}$ Н/мм² — распределенная нагрузка от собственного веса плиты).

Тогда $\sigma_{bp} = P/A_{red} + (P_1 e_{op} - Mg) e_{op} / I = (3,725 \cdot 10^5 / 5,15 \cdot 10^5 + (3,725 \cdot 10^5 \cdot 80 - 6,14 \cdot 10^7) \cdot 80 / 2,79 \cdot 10^9 = -0,182$ МПа.

Знак «минус» означает, что напряжения растягивающие. В этом случае потери напряжения $\sigma_6 = 0$.

Первые потери предварительного напряжения $\sum_{i=1}^6 \sigma_i = 21 + 81 = 102$ МПа.

Определим теперь вторые потери предварительного напряжения:

потери от релаксации напряженной арматуры при натяжении на упоры $\sigma_7 = 0$;

потери от усадки $\sigma_8 = 40$ МПа;

потери от ползучести бетона не учитываем, так как напряжения σ_{bp} растягивающие.

Тогда вторые потери $\sum_{i=7}^9 \sigma_i = 40$ МПа.

Суммарные потери $\sigma = 102 + 40 = 142$ МПа > 100 МПа. Поэтому найденное значение потерь не увеличиваем.

С учетом всех потерь усилие обжатия

$$P = (\sigma_{sp} - \sum_{i=1}^g \sigma) A_{pl} = (695 - 142)628 = 3,47 \cdot 10^5 H.$$

Расстояние r определяем как для упругого тела по формуле $r = I / (y_{red} A_{red}) = 2,79 \cdot 10^9 / (110 \cdot 5,15 \cdot 10^5) = 49,2$ мм.

С учетом найденных величин $M_{crc} = 1,4 \cdot 4,01 \cdot 10^7 + 3,47 \cdot 10^5 (80 + 49,2) = 101 \cdot 10^6$ Н·мм $> M_n = 51 \cdot 10^6$ Н·мм. Трещины в пролете не образуются.

Проверим теперь возможность образования трещин на опоре при защемлении плиты стенами. Так как изгибающий момент $M_{crc}^o = R_{bt,ser} I / y_{red} = 1,4 \cdot 2,79 \cdot 10^9 / 110 = 35,5 \cdot 10^6$ Н·мм $> M_n^o = 16,4 \cdot 10^6$ Н·мм, то трещины на опоре не образуются.

При проверке прочности плиты на изгиб вдоль пролета l_2 было установлено, что возможно образование трещин вдоль пустот. При проверке трещиностойкости плиты необходимо вместо расчетной принять нормативную нагрузку на плиту q_n , а вместо расчетного сопротивления бетона растяжению R_{bt} — величину $R_{bt,ser}$.

Условно образования трещин

$$q_n \leq \frac{0,85 R_{bt,ser} h_{red} \gamma_{\omega}}{l_2 [1,5d / h_{red} + l_2 (h + d)]} =$$

$$= \frac{0,85 \cdot 1,4 \cdot 48 \cdot 6,85}{3530 [1,5 \cdot 140 / 48 + 3530 / (220 + 140)]} = 0,0113 H / мм^2.$$

Так как $q_n = q_{n1} + q_{n2} = (5 + 1,52)10^{-3} = 0,00652$ Н/мм², то при проверке по второй группе предельных состояний трещины вдоль пустот не образуются.

Проверка прогибов плиты. Так как в плите при действии нормативных нагрузок трещины не образуются, то прогибы определяем как для упругого тела. В первом приближении прогибы определим как для плиты, свободно опертой по двум коротким сторонам по формуле

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l_2^4 \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,41 \cdot 10^{-3} \cdot 3530 \cdot 5900^4 \cdot 2}{0,85 \cdot 2400 \cdot 2,79 \cdot 10^9} =$$

$$= 10,6 мм < l_2 / 200 = 5900 / 200 = 29,5 мм.$$

Прогиб, подсчитанный для балочной схемы опирания, меньше предельно допустимого. Поэтому нет необходимости уточнять значение прогиба плиты с учетом опирания по трем сторонам и защемления на опорах.

Пример 10. Монолитная плита перекрытия сплошного сечения, защемленная по трем сторонам (рис. 55).

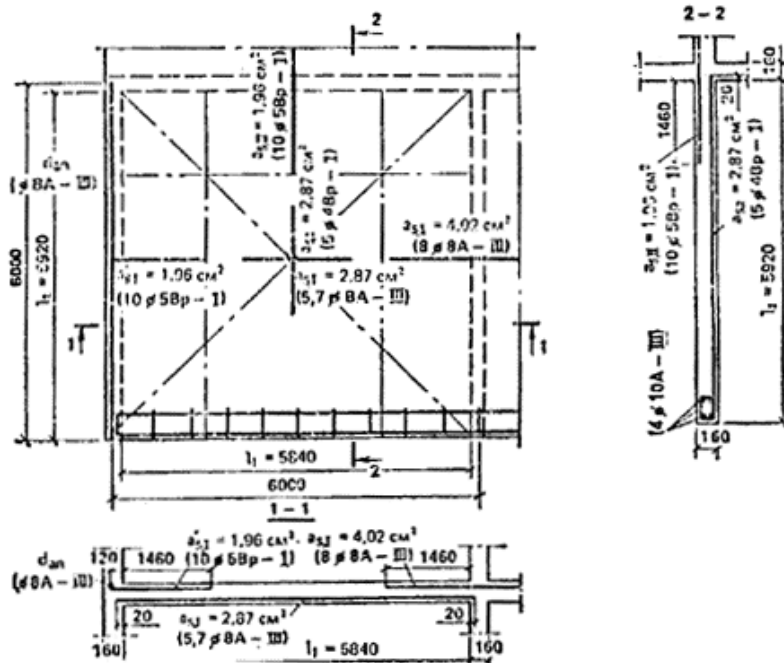


Рис. 55. Схемы к примеру расчета монолитной плиты перекрытия

Исходные данные. Плита толщиной 13 см в конструктивной ячейке 6 × 6 м сборно-монолитного здания с внутренними стенами из монолитного бетона и навесными фасадными панелями. Плита перекрытия формируется в едином цикле с внутренними стенами. Внутренние стены и плиту перекрытия изготавливают из тяжелого бетона класса по прочности В15.

Расчетная схема плиты: плита защемлена по трем сторонам и не имеет опоры по четвертой стороне.

Расчетные пролеты плиты: $l_1 = 6000 - 160 = 5840$ мм; $l_2 = 6000 - 80 = 5920$ мм.

Соотношение сторон плиты $\lambda = l_2/l_1 = 5920/5840 \approx 1 < 1,5$ — плита работает на изгиб из плоскости в двух направлениях.

Рабочие высоты сечения плиты: $h_{o1} = 160 - 20 = 140$ мм; $h_{o2} = 160 - 25 = 135$ мм.

Унифицированные нагрузки на плиту:

без учета собственного веса $p = 4,5 \cdot 10^{-3}$ Н/мм²; $p_n = 3,6 \cdot 10^{-3}$; $p_l = 2,4 \cdot 10^{-3}$ Н/мм²;

с учетом собственного веса $g = 0,16 \cdot 2500 \cdot 9,8 = 4 \cdot 10^3$ Н/м² = $4 \cdot 10^{-3}$ Н/мм².

Расчетные нагрузки с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$:

$$q = 0,95(p + 1,1g) = 0,95(4,5 \cdot 10^{-3} + 1,1 \cdot 4 \cdot 10^{-3}) = 8,45 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2;$$

$$q_n = 0,95(p_n + g) = 0,95(3,6 \cdot 10^{-3} + 4 \cdot 10^{-3}) = 7,22 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2;$$

$$q_l = 0,95(p_l + g) = 0,95(2,4 \cdot 10^{-3} + 4 \cdot 10^{-3}) = 6,1 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетные характеристики бетона и арматуры.

Для тяжелого бетона класса В15 естественного твердения: $R_b = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65$ МПа; $R_{bt} = 0,75 \cdot 0,9 = 0,675$ МПа; при расчете прогибов плиты $R_{bn} = R_{b,ser} = 11$ МПа; $R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,15$ МПа; $E_b = 23 \cdot 10^3$ МПа.

Характеристика арматуры:

стержни периодического профиля класса А-III диаметром 6 — 8 мм — $R_s = 355$ МПа; $R_{sn} = R_{s,ser} = 390$ МПа; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа;

проволочная арматура периодического профиля класса Вр-1, диаметром 4 мм — $R_s = 370$ МПа; $R_{sn} = R_{s,ser} = 405$ МПа; $E_s = 17 \cdot 10^4$ МПа;

диаметром 5мм — $R_s = 360$ МПа; $R_{sn} = R_{s,ser} = 395$ МПа; $E_s = 17 \cdot 10^4$ МПа.

Нагрузка образования трещин в опорных и пролетном сечениях плиты

По табл. 13 при $\lambda = 1$: $a_1^0 = 3,3$, $a_2^0 = 4,2$, $a_3^0 = 4,8$;

$$q_{crc,1} = 3,3(160^2 \cdot 1,15)/5840^2 = 2,85 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2 < q_n;$$

$$q_{crc2,1} = 3,3(160^2 \cdot 1,15)/5840^2 = 3,62 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2 < q_n;$$

$$q_{crc,3} = 3,3(160^2 \cdot 1,15)/5840^2 = 4,14 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2 < q_n.$$

В плите в опорных и пролетном сечении образуются трещины, тогда при назначении арматуры должны удовлетворяться условия: в опорных сечениях $a_{s1} \geq a_{s,crc}$, в пролетном сечении $0,5(a_{s1} + a_{s2}) \geq a_{s,crc}$.

Момент, воспринимаемый сечением плиты при образовании трещин на длину $b = 1 \text{ м}$,

$$m_{crc} = (bh^2 R_{bt,ser})/3,5 = (1000 \cdot 160^2 \cdot 1,15)/3,5 = 8,41 \cdot 10^6 \text{ Н·мм}.$$

Требуемое сечение арматуры для восприятия m_{crc} :

$$A_o = m_{crc}/(R_b b h_o^2) = (8,41 \cdot 10^6)/(7,65 \cdot 1000 \cdot 140^2) = 0,056; \eta = 0,97;$$

$$a_{s,crc} = m_{crc}/(R_s \eta h_o) = (8,41 \cdot 10^6)/(355 \cdot 0,97 \cdot 140) = 173 \text{ мм}^2.$$

Расчет несущей способности плиты. При одностороннем сопряжении перекрытия с несущей стеной опорная сетка анкеруется поперечным стержнем, заведенным в толщу стены на глубину $l_{an} = 120 \text{ мм}$, тогда: поверхность выкалывания на длине $b = 1000 \text{ мм}$

$$s = 2l_{an} b = 2 \cdot 120 \cdot 1000 = 2,4 \cdot 10^5 \text{ мм}^2;$$

растягивающее усилие, воспринимаемое анкером,

$$n_{an} = 0,5s R_{bt} = 0,5 \cdot 2,4 \cdot 10^5 \cdot 0,675 = 0,81 \cdot 10^5 \text{ Н}.$$

Максимальное усилие, воспринимаемое анкером,

$$m_{an} = 0,9n_{an} h_o = 0,9 \cdot 0,81 \cdot 10^5 \cdot 140 = 10,2 \cdot 10^6 \text{ Н·мм};$$

требуемое армирование для восприятия момента m_{an}

$$A_o = (10,2 \cdot 10^6)/(7,65 \cdot 1000 \cdot 140^2) = 0,068; \eta = 0,965;$$

$$a_{s,an} = (10,2 \cdot 10^6)/(355 \cdot 0,965 \cdot 140) = 213 \text{ мм}^2.$$

Плита работает с трещинами по опорному сечению. Площадь арматуры подбираем из условий

$$m'_1 \leq m_{an} (a'_{s,1} \leq a_{s,an});$$

$$m_1 \geq m_{crc} (a'_{s,1} \geq a_{s,crc}).$$

Принимаем проволоку диаметром 10 мм с шагом 100 мм из стали класса Вр-I ($a'_{s,1} = 196 \text{ мм}^2$).

Момент, воспринимаемый сечением плиты на данной опоре, $m'_1 = R_s a'_{s,1} (h_o - 0,5R_s a'_{s,1}/R_b b) = 360 \cdot 196(140 - 0,5 \cdot 360 \cdot 196)/(7,65 \cdot 1000) = 9,55 \cdot 10^6 \text{ Н·мм}$.

Поперечный анкерующий стержень назначается в зависимости от усилия, приходящегося на один продольный стержень опорной сетки,

$$m'_{an} = \frac{m'_1}{n \left(h_o - \frac{0,5R_s a'_{s1}}{R_b b} \right)} = \frac{9,55 \cdot 10^6}{10 \left(140 - \frac{0,5 \cdot 360 \cdot 196}{7,65 \cdot 1000} \right)} = 7050 \text{ Н}.$$

Анкерующий стержень принимаем диаметром 8 мм из стали класса А-III.

Несущую способность плиты определяем по формуле

$$q = \frac{24(2M_1 + M_2 + M_I + M'_I + M_{II})}{l_1^2 (6l_2 - l_1)}.$$

По табл. 11 задаем коэффициенты распределения изгибающих моментов

$$\psi_1 = m_2/m_1 = 0,15; \psi_I = m_I/m_1 = 1,5; \psi_{II} = m_{II}/\psi_I m_1 = 2;$$

$$8,45 \cdot 10^{-3} = [24(2m_1 \cdot 5,92 + 0,15m_1 \cdot 5,84 + 1,5m_1 \cdot 5,92 + 9,55 \cdot 10^6 \cdot 5,92 + 0,3m_1 \cdot 5,84)/5840^2(6 \cdot 5920 \cdot 5840),$$

откуда

$m_I = 12,84 \cdot 10^6$ Н·мм, тогда требуемое армирование плиты

$$A_o = (12,84 \cdot 10^6) / (7,65 \cdot 1000 \cdot 140)^2 = 0,086; \eta = 0,955;$$

$$a_{s,I} = (12,84 \cdot 10^6) / (355 \cdot 0,985 \cdot 140) = 270 \text{ мм}^2.$$

Принятым соотношениям ψ_i , соответствующих коэффициентам распределения арматуры: $a_{s,2} = 270 \cdot 0,15 = 40,5$ мм², $a_{s,I} = 270 \cdot 1,5 = 405$ мм²; $a_{s,II} = 270 \cdot 0,15 \cdot 2 = 81$ мм².

Армирование плиты в пролете принимаем вдоль l_1 из стали диаметром 6 мм, класса А-III с шагом 175 мм ($a_{s,I} = 287$ мм²); вдоль l_2 из стали диаметром 5,5 мм, класса Вр-1 с шагом 200 мм ($a_{s,2} = 63$ мм²). Условие $0,5(a_{s,I} + a_{s,2}) \geq a_{s,crc}$ выполняется;

на опорах $a_{s,I} = 402$ мм², $a'_{s,I} = 196$ мм²,

условие $a_{s,i} \geq a_{s,crc}$ выполняется.

Проверка несущей способности плиты при принятом армировании:

$$m_1 = 355 \cdot 287 \left(140 - \frac{0,5 \cdot 355 \cdot 287}{7,65 \cdot 1000} \right) = 13,56 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$m_2 = 13,56 \cdot 0,15 = 2,03 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$m_I = 355 \cdot 402 \left(140 - \frac{0,5 \cdot 355 \cdot 402}{7,65 \cdot 1000} \right) = 18,65 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$m'_I = 9,55 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}; m_{II} = 2,03 \cdot 2 = 4,06 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$q = \frac{24(2 \cdot 13,56 \cdot 5,92 + 2,03 \cdot 5,84 + 18,65 \cdot 5,92 + 9,55 \cdot 5,92 + 4,06 \cdot 5,84)10^6}{5840^2(6 \cdot 5920 - 5840)} = \\ = 8,6 \cdot 10^{-3} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2 > 8,45 \cdot 10^{-3} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

Прочность плиты обеспечена

Расчет по раскрытию трещин нормальных к продольной оси производим по формуле

$$a_{crc} = \delta \rho \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^3 \sqrt{d} \leq a_{crc,r} = 0,3 \text{ мм}.$$

1. В опорном сечении

$$q_{crc} = 2,85 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2 < q_I = 6,1 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2;$$

$$a'_{s,I} = 196 \text{ мм}^2 \text{ (Вр-1)} \quad \mu = \frac{196}{1000 \cdot 140} = 0,0014 > \mu = 0,0005.$$

Относительная высота сжатой зоны при образовании трещин

$$\xi_{crc} = 0,1 + 0,5\mu \frac{R_{s,ser}}{R_{b,ser}} = 0,1 + 0,5 \cdot 0,0014 \frac{395}{11} = 0,125.$$

Напряжения в арматуре при действии нагрузки, соответствующей моменту образования трещин,

$$\sigma_{s,ser} = m_{crc} / [(1 - 0,5\xi)h_o a'_{s,I}] = 8,41 \cdot 10^6 / [(1 - 0,5 \cdot 0,125)140 \cdot 196] = 327 \text{ МПа}.$$

Предельная несущая способность плиты

$$q_{ser} = q R_{s,ser} / R_{b,ser} = 8,6 \cdot 10^{-3} \cdot 390 / 355 = 9,45 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2.$$

Напряжение в стержнях арматуры

$$\sigma_s = \sigma_{s,ser} = (R_{s,ser} - \sigma_{s,ser})(q_I - q_{crc}) / (q_{ser} - q_{crc}) = 327 + (395 - 327)(6,1 - 2,85)10^{-3} / (9,45 - 2,85)10^{-3} = 360 \text{ МПа, тогда}$$

$$a_{crc} = 1 \cdot 1,58 \cdot 1,2(360 / 17 \cdot 10^4)20(3,5 - 100 \cdot 0,0014)\sqrt[3]{5} = 0,46 > a_{crc,2},$$

где $\delta = 1$ — для изгибаемых элементов; $\varphi_l = 1,6$ — $15\mu = 1,6$ — $15 \times 0,0014 = 1,58$ — коэффициент, учитывающий продолжительное действие нагрузки.

$\eta = 1,2$ — при проволочной арматуре периодического профиля. Корректируем величину раскрытия трещины с учетом работы растянутого бетона над трещинами.

Момент, при котором растянутый бетон над трещинами практически выключается из работы, $m_o = m_{crc} + \psi b h^2 R_{bt,ser} = 8,41 \cdot 10^6 + 0,13 \cdot 1000 \cdot 160^2 \cdot 1,15 = 12,24 \cdot 10^6$ Н·мм²; $\psi = (15\mu a) / \eta = (15 \cdot 0,0014 \times 7,39) / 1,2 = 0,13$; $a = E_s / E^b = 17 \cdot 10^4 / 23 \cdot 10^3 = 7,39$.

Момент, действующий в сечении плиты от нагрузки q_l ,

$$\begin{aligned} m_l &= m_{crc} + (m_{ser} - m_{crc}) (q_l - q_{crc}) / (q_{ser} - q_{crc}) = \\ &= 8,41 \cdot 10^6 + (10,48 - 8,41) 10^6 \frac{(6,1 - 2,85) 10^{-3}}{(9,45 - 2,85) 10^{-3}} = 9,43 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}, \end{aligned}$$

где $m_{ser} = m'_l R_{s,ser} / R_s = 9,55 \cdot 10^6 \cdot 395 / 360 = 10,48 \cdot 10^6$ Н·мм.

Коэффициент, учитывающий уровень нагружения плиты,

$$\varphi_{f1} = \frac{m_l - m_{crc}}{m_o - m_{crc}} \cdot \frac{m_o}{m_l} = \frac{(9,43 - 8,41) 10^6}{(12,24 - 8,41) 10^6} \cdot \frac{12,24 \cdot 10^6}{8,41 \cdot 10^6} = 0,388.$$

Коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки,

$$\varphi_{l1} = 1,8 m_{crc} / m_l = 1,8 \cdot 8,41 \cdot 10^6 / 9,43 \cdot 10^6 = 1,6.$$

Коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона над трещинами,

$\varphi_b = \varphi_{f1} \varphi_{l1} = 0,388 \cdot 1,6 = 0,62$, тогда величина раскрытия трещины $a_{crc} = 0,46 \cdot 0,62 = 0,285$ мм $< a_{crc,2} = 0,3$ мм.

Определение ширины раскрытия трещины в остальных опорных сечениях производится аналогично приведенному расчету.

2. В пролетном сечении:

$q_{crc} = 4,14 \cdot 10^{-3}$ Н/мм² $< q_l = 6,1 \cdot 10^{-3}$ Н/мм²;

арматура диаметром 8мм из стали класса А-III с шагом 175 мм $a_{s,1} = 287$ мм², $a_{s,2} = 63$ мм²;

$$\begin{aligned} \mu &= 0,5(\mu_1 + \mu_2) = 0,5 \left(\frac{287}{100 \cdot 140} + \frac{63}{100 \cdot 135} \right) = \\ &= 0,5(0,00205 + 0,00047) = 0,00126 > \mu_{\min} = 0,0005. \end{aligned}$$

Определяем величины:

$h_o = 0,5(h_{o1} + h_{o2}) = 0,5(140 + 135) = 137,5$ мм;

$a_s = \mu b h_o = 0,00126 \cdot 1000 \cdot 137,5 = 173,3$ мм²;

$$\begin{aligned} E_s &= \frac{\mu_1 E_{s1} + \mu_2 E_{s2}}{\mu_1 + \mu_2} = \frac{0,00205 \cdot 20 \cdot 10^4 + 0,00047 \cdot 17 \cdot 10^4}{0,00205 + 0,00047} = \\ &= 19,44 \cdot 10^4 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{s,ser} &= \frac{\mu_1 R_{s1,ser} + \mu_2 R_{s2,ser}}{\mu_1 + \mu_2} = \\ &= \frac{0,00205 \cdot 390 + 0,00047 \cdot 395}{0,00205 + 0,00047} = 390 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + n_2 d_2^2}{n_1 d_1 + n_2 d_2} = \frac{5,7 \cdot 8^2 + 5 \cdot 4^2}{5,7 \cdot 8 + 5 \cdot 4} = 6,78 \text{ мм.}$$

Определяем

$$\xi = 0,1 + 0,5 \cdot 0,00126 \cdot 390/11 = 0,122;$$

$$\sigma_{crc} = \frac{8,41 \cdot 10^6}{(1 - 0,5 \cdot 0,122) 137,5 \cdot 173,3} = 376 \text{ МПа};$$

$$\sigma_s = 376 + (390 - 376) \frac{(6,1 - 4,14) 10^{-3}}{(9,45 - 4,14) 10^{-3}} = 381 \text{ МПа};$$

$\phi_1 = 1,6 - 15 \cdot 0,00126 = 1,58$; $\eta = 1$ — при стержневой арматуре периодического профиля, тогда
 $a_{crc} = 1 \cdot 1,58 \frac{376}{19,44 \cdot 10^4} 20(3,5 - 100 \times 0,00126) \sqrt[3]{6,78} = 0,39 < a_{crc,2} = 0,3 \text{ мм}$.
 Корректируем величину раскрытия трещины с учетом работы растянутого бетона над трещинами

$$m_o = 8,41 \cdot 10^6 + 0,16 \cdot 1000 \cdot 160^2 \cdot 1,15 = 13,12 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$\psi = 15 \cdot 0,00126 \cdot 8,45/1 = 0,16; a = 19,44 \cdot 10^4/23 \cdot 10^3 = 8,45;$$

$$m_{ser} = 390 \cdot 173,3 \left(137,5 - \frac{0,5 \cdot 390 \cdot 173,3}{11 \cdot 1000} \right) = 9,09 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$m_l = 8,41 \cdot 10^6 + (9,09 - 8,41) 10^6 \frac{(6,1 - 4,14) 10^{-3}}{(9,45 - 4,14) 10^{-3}} = 8,73 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$\phi_{f1} = \frac{(8,73 - 8,41) 10^6}{(13,12 - 8,41) 10^6} \frac{13,12 \cdot 10^6}{8,41 \cdot 10^6} = 0,106;$$

$$\phi_{l1} = 1,8 \frac{8,41 \cdot 10^6}{8,73 \cdot 10^6} = 1,73; \phi_b = 0,106 \cdot 1,73 = 0,183,$$

тогда $a_{crc} = 0,39 \cdot 0,183 = 0,071 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}$.

Прогиб плиты определяется в середине пролета свободной стороны. При $q_l = 6,1 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2 > q_{crc} = 4,14 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2$;

$$f = f_{crc} + (f_{ser} - f_{crc}) (q_l - q_{crc}) / (q_{ser} - q_{crc}).$$

Прогиб плиты перед моментом образования трещин в пролете

$$f_{crc} = \beta^o \frac{\phi_{b2} R_{btser} l_1^2}{E_b h} = \frac{0,34 \cdot 2 \cdot 1,15 \cdot 5840^2}{23 \cdot 10^3 \cdot 160} = 7,24 \text{ мм},$$

где $\phi_{b2} = 2$ — для учета влияния длительной ползучести бетона, $\beta^o = 0,34$ (см. табл. 13).

Прогибы плиты в предельном состоянии определяем как для плиты, защемленной по контуру с соотношением сторон $l_1 : 2l_2$, $\lambda' = 2l_2/l_1 = (2 \cdot 5920)/5840 \approx 2$,

$$f_{ser} = 0,1410 \frac{R_{s,ser} I_1^2}{h_o E_s} \left(1 + \frac{0,9 \mu E_s}{\xi E_b \nu} \right) \eta_1 \eta_2 = 0,141 \cdot 0,49 \times \\ \times \frac{390 \cdot 5840^2}{137,5 \cdot 19,44 \cdot 10^4} \left(1 + \frac{0,9 \cdot 0,00126 \cdot 19,44 \cdot 10^4}{0,122 \cdot 23 \cdot 10^3 \cdot 0,15} \right) 1,2 \cdot 1,05 = 63 \text{ мм},$$

где θ — коэффициент, учитывающий степень заземления плиты в опорных сечениях, определяется при $\psi_{II} \leq \psi_I$:

$$\psi_I = m_I/m_I = (18,65 \cdot 10^6)/(13,56 \cdot 10^6) = 1,375; \\ \psi'_I = m'_I/m_I = (9,55 \cdot 10^6)/(13,56 \cdot 10^6) = 0,7.$$

Из условия $\psi_{II} + \psi'_{II} \leq \psi_I + \psi'_I$ принимаем

$\psi_{II} + \psi'_{II} = \psi_I + \psi'_I = 1,37 + 0,7$, тогда

$$\theta = 1/(1 + 0,25 \sum \psi_i) = 1/[1 + 0,25(13,75 + 0,7 + 13,75 + 0,7)] = 0,49;$$

$\nu = 0,15$ — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны; $\eta_1 = 1 + 0,2(2\lambda - 1) = 1 + 0,2(2 \cdot 1 - 1) = 1,2$ — коэффициент, учитывающий увеличение предельного прогиба у середины свободного края плиты, заземленной по трем сторонам при $\lambda > 0,5$; $\eta_2 = h_{oI}/(h_{oI} - 0,7) = 14/(14 - 0,7) = 1,05$ — коэффициент, учитывающий возможные отклонения в толщине защитного слоя арматуры;

$$f = 7,24 + (66 - 7,24) \frac{(6,1 - 4,14)10^{-3}}{(9,45 - 4,14)10^{-3}} = 28,9 \text{ мм} < f_{lim} = 30 \text{ мм}.$$

Жесткость плиты обеспечена.

7. КРЫШИ

Конструкции крыш

7.1. Крыши жилых зданий рекомендуется проектировать чердачными с применением сборных железобетонных элементов. Для зданий менее 5 этажей чердачные крыши допускается проектировать скатными с кровлей из штучных материалов.

Вход на чердак и выход на крышу рекомендуется устраивать из лестничной клетки через несгораемую дверь размером $1,5 \times 0,8$ м. Вход на чердак рекомендуется предусматривать в каждой секции здания, а выход на крышу — из расчета один выход на 1000 м^2 , при этом в торцевых секциях во всех случаях рекомендуется предусматривать выходы на крышу.

7.2. Чердачные железобетонные крыши подразделяются:

по тепловому режиму чердака — с холодным (в том числе открытым) и теплым чердаком;

по способу удаления воздуха из вытяжной вентиляции здания — на крыши с выбросом воздуха из вентиляции наружу (холодный чердак) и с выбросом воздуха из вентиляции в чердачное пространство (теплый и открытый чердак);

по конструкции покрытия — из железобетонных плит (без теплоизоляции или утепленных плит) покрытия;

по виду кровли — рулонные и безрулонные с защитной мастичной (окрасочной) гидроизоляцией или без нее (при атмосферостойком бетоне).

В крыше с **холодным чердаком** (рис. 56) внутреннее пространство вентилируется наружным воздухом через отверстия в стенах, площадь сечения которых при железобетонном покрытии должна быть не менее: в I и II климатических районах — $1/500$, в III и IV — $1/50$ площади перекрытия. В крыше с открытым чердаком площадь вентиляционных отверстий в стенах определяется теплотехническим расчетом по зимним и летним условиям эксплуатации.

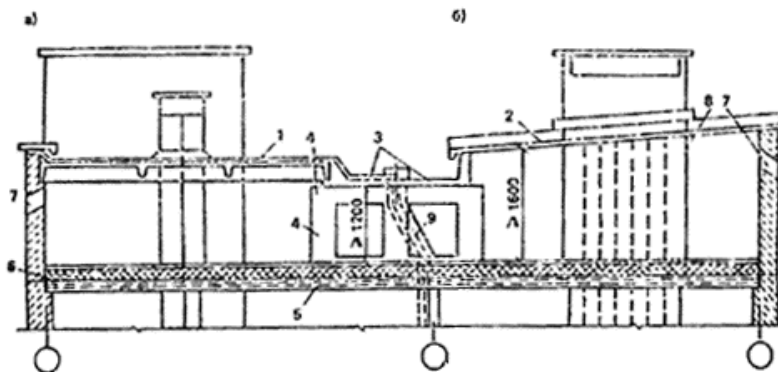


Рис. 56. Схема крыши с холодным чердаком

a — покрытие с рулонной кровлей; *б* — покрытие с безрулонной кровлей

1 — железобетонная кровельная панель под рулонную кровлю; 2 — железобетонная кровельная панель с безрулонной кровлей; 3 — железобетонный водосборный лоток; 4 — опорная панель; 5 — панели перекрытия; 6 — слой утеплителя с защитным слоем; 7 — приточно-вытяжные отверстия в стенах; 8 — блок вентиляционных каналов; 9 — утепленный патрубок внутреннего водостока

При скатной кровле из штучных материалов чердачное пространство вентилируется через зазоры между его листами, поэтому в I и II климатических районах вентиляционные отверстия допускается уменьшать до 0,01.

При крыше с холодным открытым чердаком (рис. 57) теплоизоляция укладывается по плитам чердачного перекрытия. Теплоизоляционный слой по периметру чердака на ширину не менее 1 м рекомендуется защищать от увлажнения. Вентиляционные шахты и вытяжки канализационных стояков при холодном чердаке должны быть утеплены выше чердачного перекрытия.

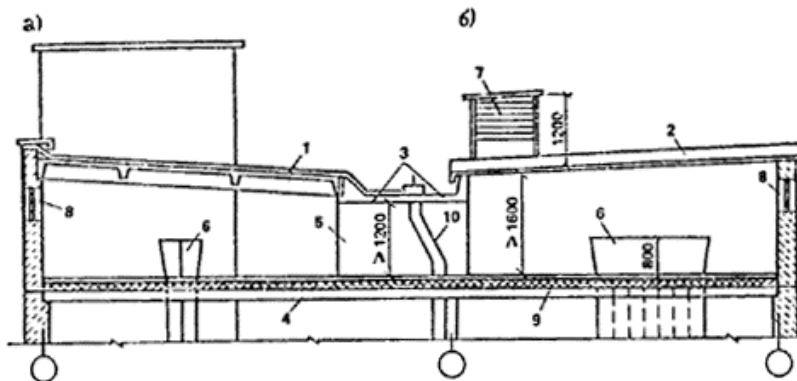


Рис. 57. Схема крыши с открытым чердаком

a — покрытие с рулонной кровлей; *б* — покрытие с безрулонной кровлей

1 — железобетонная кровельная панель под рулонную кровлю; 2 — железобетонная кровельная панель с безрулонной кровлей; 3 — железобетонный водосборный лоток; 4 — панели перекрытия; 5 — опорная панель; 6 — оголовок вентиляционного блока; 7 — вытяжная вентиляционная шахта; 8 — вентилирующее отверстие в наружной стене; 9 — слой утеплителя с защитным слоем; 10 — утепленный патрубок внутреннего водостока

В крыше с теплым чердаком (рис. 58) чердачное пространство, имеющее утепленные фризные наружные стены и утепленное кровельное покрытие, обогревается теплым воздухом, который поступает из вытяжной вентиляции дома. Для удаления воздуха из чердачного пространства следует предусматривать вытяжные шахты по одной на каждую секцию. Чердачное пространство следует посекционно разделять стенами на изолированные отсеки. Дверные проемы в стенах, обеспечивающие сквозной проход по чердаку, должны иметь уплотненные притворы. Для

защиты вытяжных вентиляционных шахт от атмосферных осадков при холодном чердаке рекомендуется устанавливать над ними защитные зонты.

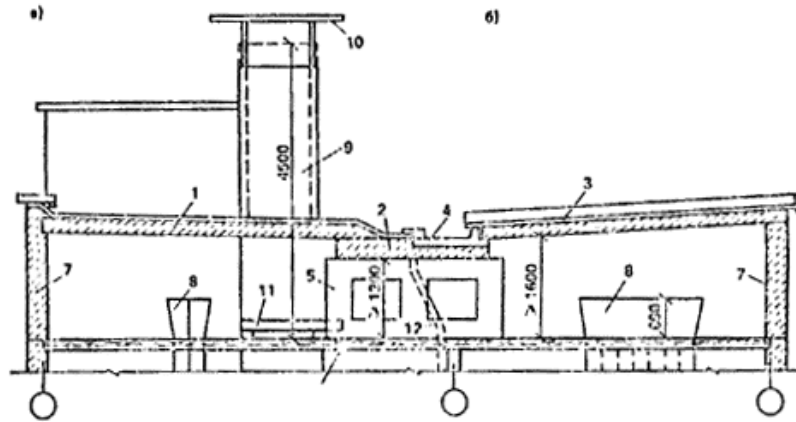


Рис. 58. Схема крыши с теплым чердаком

а — покрытие с рулонной кровлей; *б* — покрытие с безрулонной кровлей

1 — легковесная панель покрытия под рулонную кровлю; *2* — то же, лотка; *3* — двухслойная панель покрытия с безрулонной кровлей; *4* — то же, лотка; *5* — опорная панель; *6* — панели перекрытия; *7* — сплошные наружные стены; *8* — оголовок вентиляционного блока; *9* — вытяжная вентиляционная шахта; *10* — защитный зонт; *11* — водосборный поддон; *12* — внутренний водосток

Крыши с холодным чердаком разрешается применять в жилых зданиях любой этажности. Крыши с теплым чердаком рекомендуется применять в зданиях высотой 9 и более этажей.

Допустимость применения крыш с теплым чердаком в зданиях высотой менее 9 этажей необходимо обосновать технико-экономическим расчетом. В зданиях высотой менее 5 этажей крыши с теплым чердаком применять не рекомендуется,

Вентиляционные блоки с каналами, проходящими через чердак с выпуском воздуха наружу, должны быть выше уровня покрытия не менее чем на 0,7 м (при уклоне кровли до 10 %).

В крышах с выбросом вентилируемого воздуха в чердачное пространство, выполняющее функции вентиляционной камеры статического давления, вытяжка осуществляется через вытяжные шахты, а при крышах с открытым чердаком — также вентилирующие отверстия в фризových стенах.

Железобетонное покрытие чердачной крыши состоит из скатных плит, образующих наклонные поверхности для стока атмосферных вод, и лотковых плит, служащих для сбора и отвода атмосферных вод в систему внутреннего водостока.

Ширину открытой части лотковых плит рекомендуется принимать не менее 0,9 м, а расстояние между ее низом и чердачным перекрытием не менее 1,2 м.

При крышах с внутренним водостоком водосточные воронки рекомендуется устанавливать в лотковых плитах покрытия не менее одной на каждую секцию. Водосточные стояки и патрубки в пределах холодного чердака следует утеплять. В малоэтажных зданиях при наружном неорганизованном водостоке (в зданиях высотой 1 — 2 этажа) необходимо здание размещать с отступом от красной линии на 2 м, с установкой козырьков над входами и балконами.

7.3. Кровли из штучных материалов рекомендуется выполнять из асбестоцементных листов, черепицы или других аналогичных материалов.

Рулонная кровля выполняется из слоев рулонных кровельных материалов, которые наклеивают на элементы покрытия в построечных условиях.

Для рулонных кровель рекомендуется применять рубероиды по ГОСТ 10923—82 (рубероид кровельный с крупнозернистой посыпкой, рубероид подкладочный с пылевидной или мелкозернистой посыпкой), пергамин кровельный (ГОСТ 2697 — 83), стеклорубероид (ГОСТ 15879—70), рубероид наплавляемый (ТУ 21-27-53—76), изол рулонный (ГОСТ 10296—79) и рулонные сетчатые стеклоткани из бесщелочного стекла.

Для наклейки кровельных материалов рекомендуется применять горячие битумные кровельные мастики (ГОСТ 2889—80).

Нижний слой рулонной кровли рекомендуется выполнять с частичной приклейкой к основанию, в том числе из перфорированного рубероида («дышащая кровля»). В случае применения сплошных рулонных материалов рекомендуется их приклеивать к основанию полосами или пятнами на площади около 30 %. Во всех случаях кровельный ковер не следует приклеивать вдоль стыков плит на полосе шириной 25 см. При использовании в верхнем слое кровельного ковра рубероида с крупнозернистой посыпкой допускается не устраивать защитного слоя из гравия в I — III климатических районах.

Уклон рулонной кровли на скатах рекомендуется принимать не менее 2 %, в лотках — не менее 1 %.

Рулонную кровлю не рекомендуется применять в I и IV климатических районах.

В крыше с безрулонной кровлей защитные функции выполняет бетон кровельной панели, защищенный гидромастиками, наносимыми на верхнюю поверхность панели, как правило, в заводских условиях.

Гидроизоляционные защитные мастики для безрулонных кровель должны обладать адгезией к бетону, сохранять прочность и эластичность в диапазоне эксплуатационных температур в соответствии с ТУ на эти материалы. Мастичные и окрасочные составы должны удовлетворять следующим требованиям: прочность на сжатие не менее 0,5 МПа, сцепление с бетоном при сдвиге не ниже 1 МПа, морозостойкость не менее 100 циклов, водонепроницаемость при давлении не менее 0,8 МПа, теплоустойчивость не ниже 90 °С, относительное удлинение при 20 °С не менее 200 %.

Бетон, из которого выполняются панели для безрулонной кровли, должен удовлетворять требованиям, указанным в табл. 18 для панелей с защитной мастичной окраской и без поверхностной гидроизоляции.

Т а б л и ц а 18

Характеристика бетона плит покрытия	Минимальное значение показателя бетона	
	с защитной мастичной окраской	без гидроизоляции (атмосферостойкий бетон)
Класс бетона по прочности на сжатие	B25	B25
Класс бетона по прочности на растяжение	B _t 1,6	B _t 1,6
Марка бетона по водонепроницаемости	W6	W8
Марка бетона по морозостойкости при наружной температуре холодной пятидневки, °С:		
выше минус 15	F200	F300
от минус 15 до минус 35	F300	F400
ниже минус 35	F300	F500

В крышах с безрулонной кровлей уклон скатов должен быть не менее 5 %, в водосборных лотках — не менее 2 %. Конструкция кровельной панели должна обеспечивать в эксплуатационных условиях отсутствие трещин на верхней поверхности с защитной окраской, а для панелей без гидроизоляции — и в момент распалубки изделия. Верхняя лицевая поверхность кровельных панелей должна соответствовать категории А2 по ГОСТ 13015.0—83 для панелей с защитной окраской и категории А1 — для панелей без гидроизоляции.

7.4. Железобетонные элементы чердачного покрытия (кровельные плиты и плиты лотков) рекомендуется проектировать с опиранием по двум сторонам. Применение неразрезных конструкций не рекомендуется.

Кровельные плиты рекомендуется опирать на наружные стены и лотковые плиты, располагаемые вдоль средней оси здания. При наружных не несущих стенах в плоскости наружных стен рекомендуется предусматривать установку железобетонных балок, опертых на несущие поперечные стены жилых этажей.

Принятая схема опирания сборных элементов покрытия должна обеспечивать свободу температурных деформаций покрытия или его частей. При этом следует обеспечивать устойчивость конструкций кровли.

7.5. При рулонной кровле кровельные плиты проектируют с гладкой верхней поверхностью. В стыках плит рекомендуется предусматривать устройство бетонных шпонок.

При рулонной кровле рекомендуется на карнизе укладывать профильные бетонные камни.

7.6. При безрулонной кровле стыки кровельных плит рекомендуется проектировать с бортовыми ребрами высотой не менее 10 см, перекрываемыми бетонными нащельниками. В местах опирания на водосборный лоток кровельных плит рекомендуется образовывать консольный свес длиной не менее 30 см со сливным ребром по краю. При безрулонном покрытии рекомендуется кровельные панели опирать на наружные стены с образованием свеса. При необходимости карнизный узел выполняется с бетонным парапетом.

Сборные элементы рекомендуется изготавливать в перевернутом положении («лицом» вниз) и переводить в рабочее положение с помощью кантователей. Для обеспечения требуемых показателей бетона по морозостойкости и водонепроницаемости рекомендуется применять виброударную технологию изготовления кровельных элементов и предусматривать тепловлажностную обработку по «мягкому режиму».

7.7. Плиты покрытия крыш с холодным чердаком рекомендуется проектировать в виде тонкостенных ребристых панелей из железобетона: ребрами вниз — при рулонной кровле и ребрами вверх — при безрулонной кровле. Толщину полки кровельных плит рекомендуется принимать не менее 40 мм, а толщину безрулонного лотка — не менее 60 мм.

Плиты покрытия теплого чердака при безрулонной кровле должны иметь верхний кровельный слой не менее 40 мм из плотного бетона и бортовые ребра высотой 100 мм. Плиты рекомендуется проектировать двухслойными, в том числе с теплоизоляционными вкладышами.

Плиты покрытия теплого чердака под рулонную кровлю рекомендуется проектировать однослойными из легкого бетона, в том числе с термовкладышами или трехслойными.

7.8. Плиты чердачного перекрытия рекомендуется проектировать аналогичными по конструкции междуэтажным перекрытиям.

Теплотехнический расчет

7.9. Теплотехнический расчет теплого чердака выполняют из условия ограничения теплопотерь чердачного перекрытия и невыпадения конденсата на внутренней поверхности наружных ограждений при соблюдении теплового баланса неотапливаемого помещения.

Расчет рекомендуется начинать с определения температуры воздуха в чердаке по санитарно-гигиеническим условиям

$$t'_{\text{чер}} = t_6 - \Delta t^{\mu} a_6 R_o^{\text{неп}}, \quad (258)$$

где t_6 — температура внутреннего воздуха, °С; Δt^{μ} — нормируемый перепад температуры у поверхности потолка, принимаемый равным 4 °С; $R_o^{\text{неп}}$ — сопротивление теплопередаче чердачного перекрытия, $\text{м}^2 \cdot \text{°С/Вт}$; a_6 — коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждения, $\text{Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$.

Определяют сопротивление теплопередачи покрытия по условию теплового баланса

$$R_o^{\text{нок}} = \frac{(t_{\text{зеп}} - t_n) R_o^{\text{неп}} R_o^{\text{см}}}{q_{\text{вен}} (t_{\text{вен}} - t_{\text{зеп}}) R_o^{\text{неп}} R_o^{\text{см}} + (t_6 - t_{\text{зеп}}) R_o^{\text{см}}} \rightarrow \frac{(t_{\text{зеп}} - t_n) R_o^{\text{неп}} R_o^{\text{см}}}{- A_{\text{см}} (t_{\text{зеп}} - t_n) R_o^{\text{неп}}}, \quad (259)$$

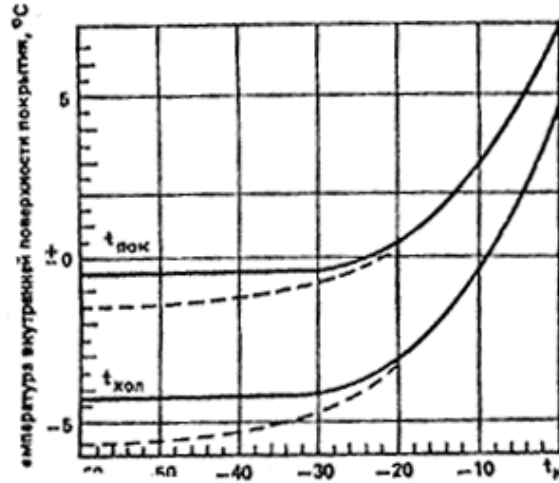
где $t_{\text{чер}}$ — температура воздуха в чердаке, °С; t_n — температура наружного воздуха, °С; $t_{\text{вен}}$ — температура воздуха в вентиляционных каналах, °С; $q_{\text{вен}}$ — удельные тепlopоступления с воздухом вентиляции, $\text{Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$; $A_{\text{см}}$ — приведенная площадь наружных стен.

За температуру наружного воздуха принимают температуру холодной пятидневки. Температура воздуха в вентиляционных каналах считается на 1 °С выше температуры внутреннего воздуха. Удельные тепlopоступления с воздухом вентиляции определяют как отношение произведения нормативного расхода воздуха на его плотность и теплоемкость к площади покрытия.

Температура внутренней поверхности покрытия

$$\tau_{\text{пок}} = t_{\text{зеп}} - \frac{(t_{\text{зеп}} - t_n)}{(a_6^{\text{нок}} R_o^{\text{нок}})} \quad (260)$$

должна быть не ниже показанной на графике рис. 59.



Расчетная температура наружного воздуха, °0

Рис. 59. Расчетные температуры внутренней поверхности покрытия

$\tau_{\text{пок}}$ — основного покрытия; $\tau_{\text{хол}}$ — холодного участка

При соблюдении указанного условия в формулу (259) вводится температура чердака по условию невыпадения конденсата

$$t_{\text{зеп}} = \frac{t_n - \tau_{\text{пок}} R_o^{\text{нок}} a_6^{\text{нок}}}{1 - R_o^{\text{нок}} a_6^{\text{нок}}} \quad (261)$$

Действительную температуру воздуха в чердаке определяют по формуле

$$t_{\text{зеп}} = \frac{t_6 R_o^{\text{нок}} R_o^{\text{см}} + t_n (A_{\text{см}} R_o^{\text{нок}} + R_o^{\text{см}}) R_o^{\text{неп}} + t_{\text{вен}} q_{\text{вен}}^2 \times}{R_o^{\text{нок}} R_o^{\text{см}} + R_o^{\text{неп}} R_o^{\text{см}} + A_{\text{см}} R_o^{\text{нок}} R_o^{\text{неп}} +} \rightarrow \quad (262)$$

$$\rightarrow \frac{\times R_o^{\text{нок}} R_o^{\text{неп}} R_o^{\text{см}}}{+ q_{\text{вен}} R_o^{\text{нок}} R_o^{\text{неп}} R_o^{\text{см}}}$$

7.10. Теплотехнический расчет открытого чердака выполняется из условия предотвращения выпадения конденсата на поверхность покрытия и соблюдения теплового, влажностного и воздушного, балансов. Воздухообмен чердака определяется притоком наружного воздуха по условию баланса влаги

$$G_n = G_6 [(d_6 - d_p) / (d_p - d_n)], \quad (263)$$

где G_n , G_6 — приведенный расход наружного и вентиляционного воздуха, кг/ч·м² покрытия; d_n , d_6 — влагосодержание наружного и вентиляционного воздуха, г/кг.

Действительную температуру воздуха в чердаке определяют из условия теплового баланса

$$t_{\text{зеп}} = \frac{R_o^{\text{нок}} R_o^{\text{неп}} C (G_6 t_{\text{вен}} + G_n t_n) + R_o^{\text{нок}} t_6 + R_o^{\text{неп}} t_n}{R_o^{\text{нок}} R_o^{\text{неп}} C (G_6 + G_n) + R_o^{\text{нок}} + R_o^{\text{неп}}}, \quad (264)$$

где $c = 1,01$ кДж/кг·°С — теплоемкость воздуха.

Температуру внутренней поверхности покрытия определяют по формуле

$$\tau_{\text{пнок}} = t_{\text{зеп}} - (t_{\text{зеп}} - t_{\text{н}}) / (a_{\text{в}}^{\text{пнок}} R^{\text{пнок}}). \quad (265)$$

Принимая температуры $\tau_{\text{пнок}}$ за точку росы, находят расчетное (насыщающее) влагосодержание воздуха d_p . С учетом воздушного баланса рассчитывают действительное влагосодержание воздуха в чердаке

$$d_{\text{зеп}} = (G_6 d_6 + G_{\text{н}} d_{\text{н}}) / (G_6 + G_{\text{н}}), \quad (266)$$

которое не может быть больше расчетного. В противном случае расчет продолжают до совпадения значений.

Площадь отверстия на 1 м наружных стен для вентиляции чердака рассчитывают по формуле

$$A_o = B G_{\text{н}} / (3600 u_{\text{н}} v_o), \quad (267)$$

для которой скорость движения воздуха в отверстии находится из выражения

$$v_o = v_{\text{н}} \sqrt{(k_{\text{н}} - k_{\text{н}}) / \sum \xi}, \quad (268)$$

где $u_{\text{н}}$ — плотность наружного воздуха, кг/м³; $V_{\text{н}}$ — скорость ветра, м/с; $k_{\text{н}}$, $k_{\text{н}}$ — аэродинамические коэффициенты для наветренной и подветренной стороны; $\sum \xi$ — сумма коэффициентов местных сопротивлений воздушного потока; B — ширина здания, м.

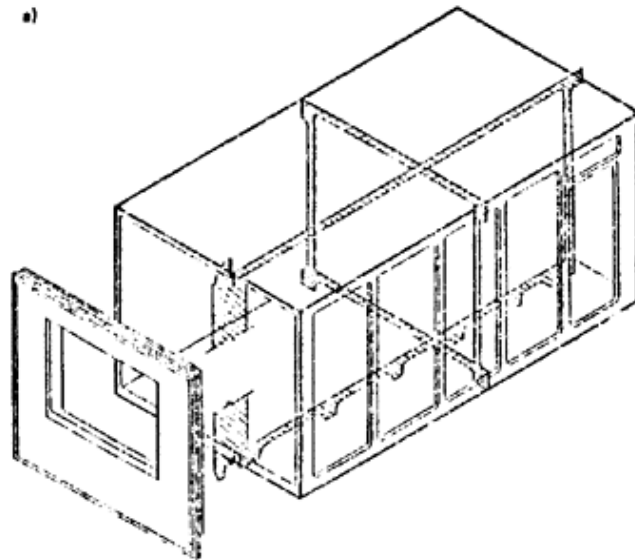
Температура и влагосодержание наружного воздуха и скорость ветра принимают по средним многолетним значениям за январь. Влагосодержание вентиляционного воздуха определяют как сумму влагосодержания наружного воздуха и приращения влагосодержания в жилых помещениях, которое принимают при газификации домов 3,3 г/кг, для домов с электроплитами — 3 г/кг.

8. ОБЪЕМНЫЕ БЛОКИ

8.1. Несущие объемные блоки рекомендуется проектировать двух типов (рис. 60):

первый — из открытого со стороны наружной стены цельноформованного коробчатого элемента и приставной панели наружной стены (типа «лежащий стакан»);

второй — из открытого со стороны пола цельноформованного коробчатого элемента, приставной плиты пола и, в ряде случаев, утепляющей панели наружной стены (типа «колпак»). Применение других типов объемных блоков следует специально обосновать.



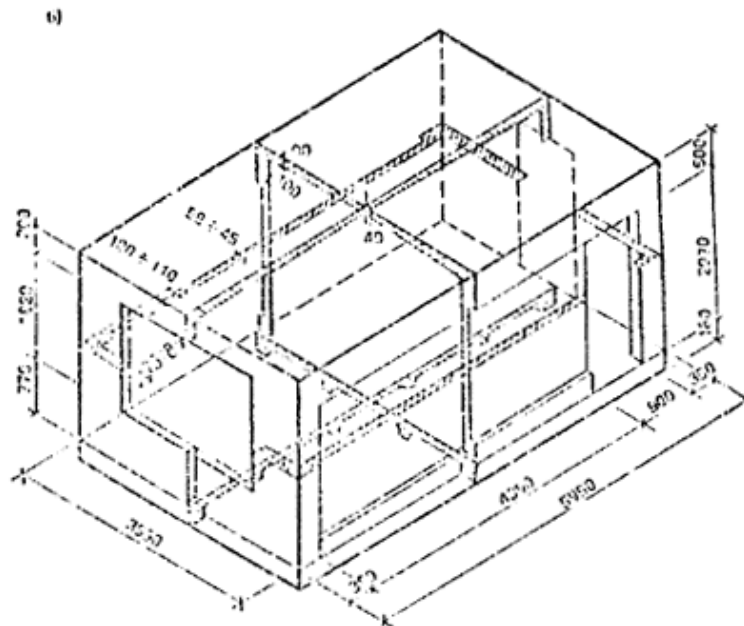


Рис. 60. Схема объемного блока типа «лежащий стакан» (а), «колпак» (б)

8.2. Коробчатые элементы несущих объемных блоков рекомендуется выполнять в виде пятиплоскостной конструкции из бетона класса не ниже В10 с плоскими или ребристыми стенками и ненарушенной потолочной плитой переменной толщины.

Внутренние поверхности стен коробчатого элемента рекомендуется проектировать с технологическими уклонами по высоте или по длине не более 15 мм.

8.3. В объемном блоке первого типа стенки и плиту пола рекомендуется выполнять ребристыми; с ребрами наружу; ребра продольных стенок и плиты пола располагают в одной плоскости с шагом 1000 — 1100 мм. Плиту пола допускается выполнять плоской с ребрами по контуру. Для зданий ниже 10 этажей при необходимости стенки можно выполнять плоскими, увеличенной толщины. Высоту ребер рекомендуется принимать 100 — 120 мм, толщину стенок между ребрами — не менее 60 мм. Торцевые стенки объемного блока рекомендуется выполнять плоскими, толщиной 60 — 100 мм.

Толщину потолочной плиты рекомендуется принимать не менее 80 мм.

В объемных блоках второго типа стенки рекомендуется проектировать плоскими с местными утолщениями с внешней стороны объемного блока вдоль пересечения его граней. Сечения элементов рекомендуется принимать: продольных стен между утолщениями по контуру — от 55 (внизу) до 65 мм (вверху) из тяжелого бетона или от 30 до 90 мм из легкого бетона; поперечных стен — от 80 до 90 мм из любого бетона; потолка переменного сечения с минимальной толщиной 40 и 60 мм соответственно для тяжелого и легкого бетонов и толщиной в местах примыкания к стенам — 90 мм. Плиту пола рекомендуется проектировать ребристой с контурными ребрами высотой не менее 160 мм и толщиной плиты из тяжелого бетона 50 мм, из легкого бетона 110 мм. В плите из тяжелого бетона высоту промежуточных ребер рекомендуется принимать на 20 мм менее высоты контурных ребер. Допускается проектировать плиту без промежуточных ребер, толщиной не менее 80 мм. Плиту пола присоединяют к коробчатому элементу растворным швом и сваркой закладных деталей.

8.4. Стенки объемных блоков панельно-блочных зданий, на которые опираются сборные плиты перекрытий, следует проектировать толщиной не менее 120 мм исходя из противопожарных требований.

Рекомендуются следующие схемы передачи вертикальных нагрузок (опирания) с блока на блок:

по всему (или части) контуру стен, что обеспечивает более равномерную загрузку стен, высокую несущую способность блока и меньший расход материалов;

по четырем угловым участкам, что приближает схему работы блоков к зданию со скрытым каркасом; эта схема дает возможность максимального раскрытия проемов и безрастворного опирания блоков, что может оказаться целесообразным при монтаже зданий, например в условиях Севера.

8.5. Наружные стены в зависимости от типа объемного блока проектируют трехслойными, двухслойными или однослойными.

В объемных блоках первого типа наружную стену выполняют из однослойных или трехслойных панелей, объединяемых с коробчатыми элементами в заводских условиях.

В объемных блоках второго типа наружную стену образует однослойная или двухслойная панель, изготавливаемая в едином технологическом цикле или объединенная в заводских условиях с внешней стенкой коробчатого элемента.

Однослойные и трехслойные панели наружных стен рекомендуется проектировать аналогично стенам крупнопанельных зданий.

8.6. Несущие объемные блоки санитарно-технических кабин рекомендуется проектировать бетонными или из листовых материалов.

Бетонный блок рекомендуется проектировать из тяжелого или легкого бетона класса не ниже В10. Допускается стены и потолочную плиту проектировать из гипсобетона класса не ниже В5. Конструкцию бетонного объемного элемента рекомендуется принимать в виде цельноформованного элемента, имеющего пять внешних граней (без пола или потолка) и внутренние перегородки. Толщину стен и потолков плиты рекомендуется принимать не менее 50 мм. Потолочную плиту допускается выполнять из листовых материалов.

Объемный блок из листовых материалов рекомендуется проектировать состоящим из железобетонной плиты пола, каркаса и обшивки листовыми материалами. При заводской сборке объемного блока допускается применять бескаркасное решение; в этом случае листы рекомендуется соединять с помощью профилированных элементов, изготавливаемых экструзионным методом.

8.7. 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. Рекомендуется предусматривать изготовление плиты пола для санузла с готовым покрытием из керамической плитки.

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

8.9. Армирование коробчатых элементов объемных блоков рекомендуется выполнять в виде пространственных арматурных каркасов, собираемых на специальных кондукторах из сеток и каркасов, которые соединяют между собой с помощью контактной сварки.

Потолочную плиту рекомендуется армировать сварной сеткой с ячейками не более 250 × 250 мм из проволоки класса Вр-I диаметром не менее 3 мм.

Плоские стены рекомендуется армировать гнутыми сварными каркасами, состоящими из трех продольных стержней диаметром не менее 6 мм, устанавливаемыми с шагом не более 1500 мм. Такие же каркасы рекомендуется устанавливать в местах пересечения граней коробчатого элемента, в ребрах и вутах. По контуру проемов необходимо предусматривать армирование отдельными стержнями или каркасами.

Стенки ненесущих объемных элементов рекомендуется армировать сварными сетками аналогично армированию потолочной плиты.

Армирование плиты пола и надпроемных перемычек устанавливают расчетом.

8.10. 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 его верхней части.

8.11. При транспортировании объемного блока рекомендуется предусматривать линейное опирание на деревянные прокладки. Для защиты объемного блока от атмосферных осадков рекомендуется предусматривать специальные инвентарные укрытия потолочной плиты.

При перевозке объемных блоков на железнодорожных платформах необходимо применять упругую схему их крепления с использованием демпфирующих прокладок.

Особенности расчета объемных блоков

8.12. Расчет объемных блоков на эксплуатационные воздействия рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

- из расчета здания определяют усилия, действующие в плоскостях стен блоков;
- определяют эксцентриситеты вертикальных сил относительно нейтральной плоскости стены;
- проверяют несущую способность блоков и их соединений.

Помимо этого, производится проверка по прочности, жесткости и трещиностойкости отдельного блока на усилия, возникающие в процессе изготовления, транспортно-монтажных воздействий и по прочности здания на аварийные воздействия.

При выборе расчетных схем зданий для определения усилий в плоскостях стен в большинстве случаев следует принимать условно жесткие или податливые диски перекрытий. 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 (рис. 61, а) считаются также диски перекрытий одного поперечника здания, состоящего из двух или нескольких столбов объемных блоков, которые соединены в уровне перекрытий не менее, чем двумя сварными связями на закладных деталях.

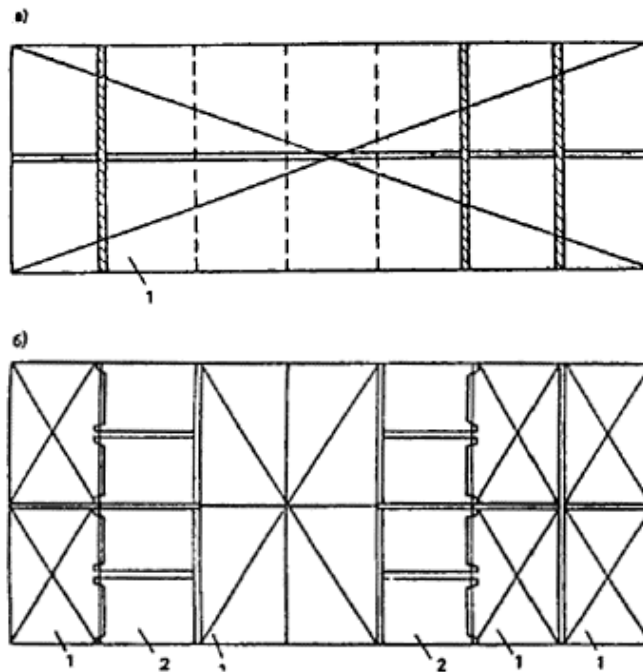


Рис. 61. Конструктивные схемы горизонтальных диафрагм жесткости

1 — объемные блоки; 3 — плиты перекрытия

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 и в других случаях, не перечисленных в предыдущем абзаце.

В расчетной схеме здания с податливыми дисками перекрытий рекомендуется делить на несколько (меньших размеров) фрагментов, в которых диски считаются жесткими (рис. 61, б), и рассчитывать эти фрагменты отдельно.

8.13. Столбы блоков рекомендуется рассматривать как консольные стержни двутаврового сплошного сечения.

В зависимости от количества и расположения дверных проемов в продольных стенах блоков различают два типа столбов (рис. 62).

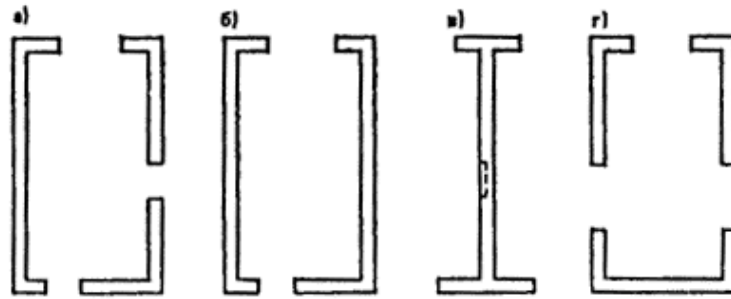


Рис. 62. Расчетные схемы вертикальных диафрагм жесткости столба из объемных блоков

Блоки в столбах первого типа не имеют проемов в продольных стенах или имеют один проем. Сечение их образуется суммированием сечений стен одинаковых направлений.

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

Для многоветвевых составных стержней для упрощения расчета допускается представление расчетной схемы, составленной из двухветвевых составных стержней.

8.14. 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 торцевой стене, как правило, наружной. Сечение их считается монолитным. Усилия в таком столбе определяют как для монолитного стержня с учетом его закрепления в уровне каждого перекрытия.

Блоки в столбах второго типа имеют проемы в обеих торцевых стенах. Расчетная схема столба при этом представляется консольным составным стержнем с упругоподатливыми связями сдвига, зависящими от податливости перемычек.

По ней столбы рассчитывают на действие временных нагрузок, прикладываемых после окончания монтажа. Допускается пользоваться этой же схемой при расчете на постоянные нагрузки от собственного веса блоков.

Для учета перераспределения усилий между ветвями составного стержня в процессе монтажа при расчете на действие нагрузок от собственного веса панелей перекрытий, опираемых на блоки, рекомендуется применять поэтажно изменяемую расчетную схему.

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

8.16. Вертикальные нормальные напряжения в горизонтальном шве объемно-блочного столба, возникающие по участкам опирания блоков от действия перпендикулярно плоскости шва сил M_x , M_y , N , допускается определять по формуле

$$\sigma = N/A_m \pm M_x/I_x \pm M_y/I_y, \quad (269)$$

где N , M_x , M_y — соответственно осевое усилие и изгибающие моменты относительно осей, проходящих через центр тяжести сечения блока; A_m — площадь несущих стен блока за вычетом проемов (при контурной схеме опирания) или угловых участков (при угловой схеме); I_x , I_y — моменты инерции горизонтального сечения блока (при контурной схеме) или угловых участков (при угловой схеме) относительно осей, проходящих через центр тяжести сечения несущих стен блока; x , y — расстояния от центра тяжести горизонтального сечения несущих стен блока (участков опирания при угловой схеме) до места определения ординат эпюр σ . Величины ординат эпюры рекомендуется определять для угловых точек блока, принимая промежуточные значения по линейной интерполяции.

8.17. Для расчета на изгиб из плоскости граней блоков рекомендуется учитывать пространственную работу самих блоков и при контурной схеме опирания совместную их работу в столбе (защемление блоков).

Наиболее существенным является защемление продольных (длинных) стен блоков. Поэтому возможным упрощением расчетной схемы блока является введение в нее не передающих изгибающих усилий шарнирных цилиндрических связей торцевых граней с продольными.

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 столба объемных блоков на плоскую многоэтажную раму с упругоподатливыми связями ригелей и стоек (рис. 63, а).

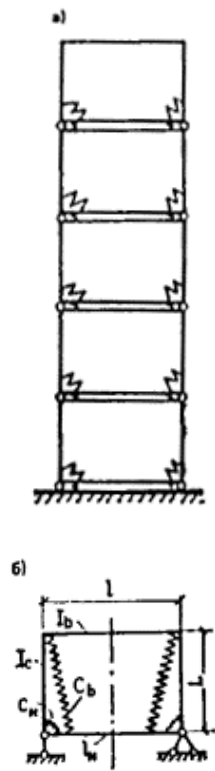


Рис. 63. Расчетные схемы для определения усилий в столбе из объемных блоков с учетом частичного защемления блоков в горизонтальных стыках

а — столб блоков, б — объемный блок

8.19. Для приближенного определения величин изгибающих моментов по среднему поперечному сечению блоков без специальных программ допускается использовать расчетную схему в виде одноэтажной рамы, с учетом дополнительных связей, условно заменяющих влияние вышележащих блоков (рис. 63, б).

Жесткости дополнительных связей на изгиб можно приближенно определять по формуле

$$C = (b_{con} - \delta_w)^3 / (12\lambda_m), \quad (270)$$

где b_{con} — ширина площадки контакта с учетом возможности непробетонирования краевых участков; δ_w — возможное смещение объемных блоков от проектного положения по горизонтали; λ_m — податливость на сжатие растворного шва.

В практических целях возможно пользоваться той же схемой и для расчета блоков, не имеющих симметрии толщин стен (но отличающихся по толщине не более чем в 2 раза), на несимметричные нагрузки.

8.20. При расчете столба блоков на изгиб из плоскости грани принимаются нагрузки:

при расчете отдельного блока — вертикальные распределенные на перекрытие нагрузки от его собственного веса g ;

при расчете столба — вертикальные, распределенные на перекрытие нагрузки, за исключением нагрузок от собственного веса ($p + g$);

распределенные вдоль шва вертикальные нагрузки Q от опирания плиты перекрытия на стечу блока, приложенные с эксцентриситетом e_Q относительно нейтральной оси стены;

распределенные вдоль шва вертикальные нагрузки от вышележащих этажей N , приложенные с эксцентриситетом e относительно нейтральной оси стены.

Эксцентриситеты e рекомендуется считать одинаковыми по высоте столба.

8.21. Эксцентриситет e равен сумме эксцентриситетов e_1 и e_2 соответственно из-за наличия геометрического эксцентриситета центра тяжести поперечного сечения шва относительно нейтральной оси стенки нижнего блока и из-за возможного отклонения от проектной величины сдвижки нижней опорной части верхнего блока относительно верхней опорной части нижнего блока (рис. 64). При отсутствии экспериментально обоснованных значений рекомендуется принимать величины $e_1 = 0,5$ см, $e_2 = 1$ см.

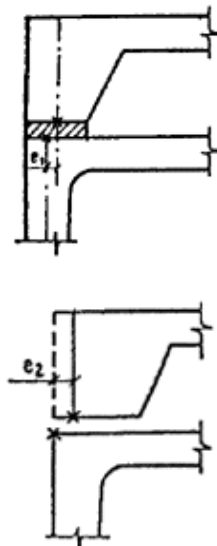


Рис. 64. Схемы для определения эксцентриситетов в стыке объемных блоков

8.22. Для проверки прочности каждой из несущих стен блока следует предусматривать такую комбинацию эксцентриситетов нагрузки e_0 , e_1 и e_2 , которые приводят к наименее выгоднейшей комбинации нормальной силы и момента из плоскости стены (как правило, M_{max} , N). Эти величины можно условно считать для блока эксцентриситетами внешних вертикальных нагрузок, приложенных в плоскостях стен.

8.23. После определения эпюры изгибающих моментов в среднем сечении блока или у края проема допускается их промежуточные по длине стены значения считать распределенными по полуволне синусоиды с максимумом в среднем сечении (у края проема) и нулем у края стены.

8.24. Изгибающий момент, вводимый в расчет при определении несущей способности стены для каждого вертикального сечения, принимается максимальным в средней трети высоты этажа по эпюре M для рамы, образованной этим сечением.

Расчетный эксцентриситет сжимающей силы в среднем сечении блока должен приниматься равным полученному из расчета блока (или заменяющей рамы) как статически неопределимой конструкции, но не менее величины e , равной $0,1$ высоты сечения при $h \leq 10$ см и 1 см при $h \geq 10$ см. Этим приемом можно пользоваться при полученной из расчета величине эксцентриситета внутренних сил в среднем сечении блока, не выходящей из пределов ядра сечения. В противном случае требуется уточнение расчетной схемы или изменение геометрических характеристик элементов и стыков блоков.

8.25. Проверка несущей способности объемных блоков производится для двух горизонтальных сечений:

в опорном сечении (горизонтальном стыке);

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

8.26. Прочность опорных сечений (горизонтальных стыков) объемных блоков рекомендуется проверять как для платформенных стыков с односторонним опиранием перекрытий.

8.27. При проверке несущей способности промежуточных по высоте сечений стен объемных блоков допускается условно расчленять стены вертикальными сечениями (рис. 65) и определять независимо среднюю несущую способность N_i расчлененных сечений с учетом величины эксцентриситета e_i (вертикальных сил, действующих в каждом сечении, после чего суммировать их по длине каждой стены и сравнивать с действующей на нее расчетной нагрузкой

$$\sum_{i=1}^n N_i b_i \geq N_1(l - l_2) + (N_3 - N_1)(l^2 - l_1 l_2 - l_2^2) / (2l), \quad (271)$$

где n — число участков дробления длины стены (без проемов); рекомендуется принимать $n \geq 5$. Ребристые стены с регулярными вертикальными ребрами целесообразно дробить на одинаковые участки таврового сечения шириной, равной расстоянию между ребрами; N_i — средняя несущая способность единицы длины 1-го вертикального участка стены; b_i — длина 1-го участка; N_1, N_3 — ординаты эпюры N по краям стены; l, l_1, l_2 — длины соответственно стены, участка до проема и проема.

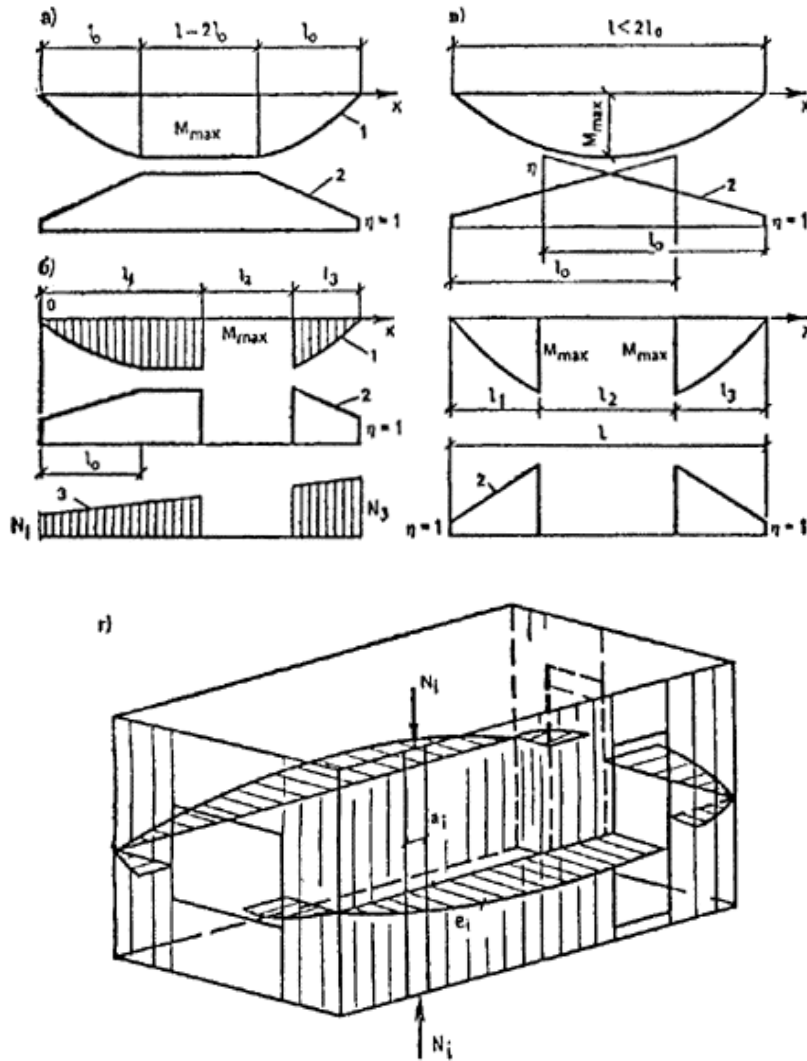


Рис. 65. Схемы усилий в стенках объемного блока

a — без проемов; $б$ — с несимметрично расположенным проемом; $в$ — с симметрично расположенным проемом; $г$ — схема объемного блока

8.28. 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.

Эксцентриситет сжимающей силы, приходящийся на этот угол, принимается не менее 2 см.

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

8.29. Расчетная длина (высота) стен блоков (стоек рамы) l_o принимается равной $0,8 H_o$, если над расчетным сечением расположено не менее четырех этажей блоков. В остальных случаях $l_o = 0,9H_o$, где H_o — высота этажа, за вычетом толщины перекрытия.

8.30. 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

$$f = \frac{Pab}{16h} \left(\frac{1}{G_1 t_1 b} + \frac{1}{G_2 t_2 a} + \frac{1}{G_3 t_3 b} + \frac{1}{G_4 t_4 a} + \frac{1}{G_5 t_5 h} + \frac{1}{G_6 t_6 h} \right), \quad (272)$$

где P — вес блока симметричного по толщине стенок (без наружной стены и балкона) с учетом коэффициента динамичности; G_i, t_i — модуль сдвига и толщина i -й грани ($i = 1, 2, \dots, 6$).

Для сплошных граней при определении G_i допускается считать, что они работают без образования трещин, если соблюдается условие

$$P \leq 4htR_{bl,ser} \quad (273)$$

Для граней с проемами величину G_i можно определять исходя из условия равенства горизонтальных перемещений сплошной грани и грани с проемом, имеющей те же наружные размеры.

8.31. При наличии немонолитных связей сдвига, соединяющих отдельные грани блоков, их жесткость должна вводится в величину G соответствующей грани.

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

8.32. 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.

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.

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

8.33. Перемычки под и над проемами в стенах при зависании угла блока должны быть проверены по поперечной силе Q , равной:

для торцевых граней

$$Q = P/8; \quad (274)$$

для продольных граней

$$Q = P(3 - b/a)/8. \quad (275)$$

8.34. Все плоские элементы, в том числе и комплектующие блок (панели пола, панели 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 работе на эти воздействия.

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 принимают по данным специальных исследований, но не менее 20 МПа (200 кгс/м²).

При расчете на транспортные и монтажные нагрузки действие собственного веса принимается с коэффициентом динамичности, равным 1,8 при транспортировании и 1,5 - при монтаже.

Максимальная кратковременная ширина раскрытия трещин - 0,4 мм.

8.35. Горизонтальные элементы блоков рассчитываются 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 (вес двух монтажников с инструментом).

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ УСИЛИЙ В НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЕ ЗДАНИЯ НА ОСНОВЕ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ В ВИДЕ ВЕРТИКАЛЬНОГО СОСТАВНОГО СТЕРЖНЯ

1. В настоящем приложении изложена упрощенная методика определения усилий в несущей системе бескаркасного здания с одинаковыми по высоте конструктивно-планировочными решениями. Методика позволяет выполнять расчет с помощью карманных или настольных калькуляторов без применения специальных программ для ЭВМ. Методику рекомендуется использовать на начальных стадиях проектирования при компоновке несущей системы для предварительного назначения толщин и классов бетона стен, расчета стыковых соединений и связей. Если параметры конструкций, назначенные по конструктивным соображениям (например по условиям обеспечения ограждающих функций), обеспечивают требуемую прочность и жесткость несущих конструкций, то не требуется дальнейшего уточнения результатов расчета.

В противном случае рекомендуется выполнять расчет по специальным программам на ЭВМ с использованием уточненных расчетных схем и предположений.

2. Для предварительного расчета рекомендуется использовать расчетную схему в виде системы вертикальных диафрагм жесткости, объединенных между собой в уровне перекрытий, которые считаются абсолютно жесткими в собственной плоскости. Каждая из вертикальных диафрагм жесткости рассматривается как вертикальный составной стержень, заземленный основанием.

В составном стержне выделяют несущие и связевые элементы. Форму и размеры несущих элементов (столбов) рекомендуется назначить по рекомендациям разд. 3 настоящего Пособия. Дискретно расположенные связевые элементы (перемычки, податливые стыковые соединения, перекрытия) заменяют эквивалентными по жесткости (податливости) при сдвиге непрерывными связями, соединяющими столбы. Для упрощения расчета разрешается в диафрагмах с постоянным шагом проемов по длине стены (например, для наружных стен при расчете их на усилия в плоскости стены) не включать в расчетную схему промежуточные простенки; при этом податливость связей между крайними столбами принимается равной сумме податливостей вертикальных рядов связей между ними.

3. При расчете на вертикальные нагрузки, температурные воздействия и неоднократную усадку сопрягаемых стен каждую вертикальную диафрагму жесткости рассчитывают независимо, считая, что отсутствуют горизонтальные перемещения составной системы. Горизонтальные (ветровые) нагрузки распределяются между вертикальными диафрагмами жесткости пропорционально их приведенной изгибной жесткости, определяемой по п.7 настоящего приложения.

4. Расчет рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

определяют жесткостные характеристики связей сдвига и столбов; по формуле (3) Пособия проверяют, можно ли считать связь сдвига жесткой. В случае, если связь считается жесткой, то соединенные этой связью столбы объединяют в один и для такого объединенного столба снова определяют жесткостные характеристики;

каждую из вертикальных диафрагм жесткости рассчитывают независимо на непосредственно приложенные к ней вертикальные нагрузки и температурно-влажностные воздействия, а также на единичную сосредоточенную силу в уровне верха здания;

определяют приведенную изгибную жесткость каждой из диафрагм $EI_{i,red}$;

для зданий, при расчете которых необходимо учитывать влияние динамической составляющей ветровой нагрузки и проверять ускорения колебаний, возникающих в результате пульсаций ветрового напора;

определяют приведенную изгибную жесткость здания EI_{red} , равную сумме приведенных изгибных жесткостей всех диафрагм;

вычисляют период колебаний основного тона и расчетные ветровые нагрузки и проверяют значение ускорений колебаний;

расчетная ветровая нагрузка распределяется между диафрагмами пропорционально их приведенной изгибной жесткости;

определяют усилия в каждой из диафрагм от ветровых нагрузок.

5. Для определения усилий в плоском составном стержне с r рядами податливых продольных связей рекомендуется использовать метод сил. В качестве неизвестных принимают продольные силы T_i ($i = 1, 2, \dots, r$), перераспределяемые между столбами i и $(i + 1)$.

Продольную силу T_i (ξ) в сечении $\xi = x/H$ (x — расстояние от верха здания до рассматриваемого сечения, H — высота здания) рекомендуется определять по формуле

$$T_i(\xi) = \bar{T}_i(\xi) - \sum_{v=1}^{\Omega} T_i^v \sin(w_v \xi), \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \bar{T}_i(\xi) = H^2 \beta_i [& (\xi - \xi^2 / 2) \Delta_{i1} + (\xi - \xi^3 / 3) \Delta_{i2} / 2 + \\ & + (\xi - \xi^4 / 4) \Delta_{i3} / 3 + (\xi - \xi^5 / 5) \Delta_{i4} / 4]; \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \Delta_{i1} = a_i \Delta t_i - a_{i+1} \Delta t_{i+1} + \varepsilon_{i+1}^o + \frac{P_i}{EA_i} - \frac{P_{i+1}}{EA_{i+1}} + \\ + \frac{L_i}{\sum EI} \sum_{j=1}^{r+1} (P_j e_j^o + a_j \Delta \theta_j EI_j / b_j); \end{aligned} \quad (3)$$

$$\Delta_{i2} = H[(S + \sum_{j=1}^{r+1} p_i e_i) L_i / \Delta EI + p_i / (EA_i) - p_{i+1} / (EA_{i+1})]; \quad (4)$$

$$\Delta_{i3} = \bar{q} H^2 L_i / (2 \sum EI); \quad (5)$$

$$\Delta_{i4} = \bar{q} H^2 L_i / (6 \sum EI); \quad (6)$$

T_i^v — определяют из решения следующей системы алгебраических уравнений:

$$\begin{aligned} w_v^2 / (H^2 \beta_i) T_i^v + \sum_{j=1}^r v_{ij} T_j^v = \sum_{j=1}^r v_{ij} H^2 \beta_j F_j^v \\ (i = 1, 2, \dots, r); \end{aligned} \quad (7)$$

$$F_j^v = \sum_{l=1}^{l=4} \Delta_{il} J_l^v; \quad (8)$$

$$J_1^v = 2/w_v^3; \quad (9)$$

$$J_2^v = 2 \sin w_v / w_v^4; \quad (10)$$

$$J_3^v = 4(w_v \sin w_v - 1) / w_v^5; \quad (11)$$

$$J_4^v = 6 \sin w_v (w_v^2 - 2) / w_v^6; \quad (12)$$

$$w_v = (2v - 1)\pi/2; \quad (13)$$

β_i — погонная жесткость при сдвиге связи между столбами i и $i + 1$; $a_{i(i+1)}$ — коэффициент линейного температурного расширения для столба $i(i + 1)$; y_{ij} — коэффициенты, вычисляемые по формулам:

$$y_{i,i} = 1/(EA_i) + 1/(EA_{i+1}) + L_i^2 / \sum EI; \quad (14)$$

$$y_{i,i+1} = y_{i+1,i} = -1/(EA_{i+1}) + L_i L_{i+1} / \sum EI; \quad (15)$$

$$y_{i,j} = y_{j,i} = L_i L_j / \sum EI; \quad (16)$$

$T_{i(i+1)}$ — изменение средней температуры столба $i(i + 1)$; $\varepsilon_{i(i+1)}^o$ — стесненная, средняя по толщине стены, деформация усадки столба $i(i + 1)$; $\Delta t_{i(i+1)}$ — перепад температур по толщине столба $i(i + 1)$, $P_{i(i+1)}$ — вертикальная сосредоточенная сила, приложенная в верхнем сечении $\xi = 0$ столба $i(i + 1)$; $\varepsilon_{i(i+1)}^o$ — эксцентриситет продольной силы $P_{i(i+1)}$ в плоскости диафрагмы; $EA_{i(i+1)}$ — продольная жесткость столба $i(i + 1)$; $EI_{i(i+1)}$ — изгибная жесткость столба $i(i + 1)$; $\sum EI$ — сумма изгибных жесткостей всех столбов диафрагмы; $p_{i(i+1)}$ — равномерно распределенная по высоте продольная сжимающая сила в столбе $i(i + 1)$; $\varepsilon_{i(i+1)}$ — эксцентриситет продольной силы $p_{i(i+1)}$ в плоскости диафрагмы; S — сосредоточенная поперечная нагрузка, приложенная в сечении $\xi = 0$; \bar{q} —

равномерно распределенная поперечная нагрузка; \bar{q} — максимальное значение распределенной поперечной нагрузки, изменяющейся по линейной зависимости от нуля в сечении $\xi = 0$; Ω — количество членов приближения.

Коэффициенты w_v, J приведены в табл. 1.

Т а б л и ц а 1

v	w_v	w_v^2	J_1^v	J_2^v	J_3^v	J_4^v
1	1,5708	2,4674	0,51602	0,32851	0,23874	0,18669
2	4,7124	22,207	0,01911	-0,00405	-0,00983	-0,011071
3	7,8540	61,685	0,00413	0,000526	+0,00091	0,001526
					7	
4	10,995	120,90	0,00150	-0,000137	-0,000298	-0,000404
5	14,137	199,86	0,00071	0,000050	0,000093	0,000149

В связи с быстрой сходимостью ряда при вычислении величины T_i^v допускается учитывать один член ряда ($\Omega = 1$).

6. Усилия в составном стержне с r рядами податливых связей сдвига определяют по формулам:

продольная сила в сечении ξ столба i

$$N_i(\xi) = N_i^0(\xi) + T_{i-1}(\xi) - T_i(\xi), \quad (17)$$

$$N_i^0(\xi) = P_i + \xi p_i H; \quad (18)$$

изгибающий момент в сечении ξ столба i

$$M_i(\xi) = M_o(\xi) - \sum_{j=1}^r L_j T_j(\xi), \quad (19)$$

$$M_o(\xi) = P_i e_i^0 + p_i H e_i \xi + SH \xi + \bar{q} H^2 \xi^2 / 2 + \bar{q} H^2 \xi^3 / 6; \quad (20)$$

сдвигающая сила в связях между столбами i и $i + 1$ в уровне верхнего этажа n

$$V_i(\xi_n) = T_i(\xi_n) \quad (21)$$

в уровне этажа $h < n$

$$V_i(\xi_h) = T_i(\xi_h) - T_i(\xi_{h+1}); \quad (22)$$

где

$$\xi_h = 1 - (h + 1)/n \quad (23)$$

$$(h = 1, 2, \dots, n).$$

7. Приведенную изгибную жесткость вертикальной диафрагмы с r рядами проемов рекомендуется определять по формуле

$$EI_{red} = \frac{\sum \Pi I}{1 - \frac{3H^2}{\sum EI} \sum_{i=1}^r L_i \left(\frac{2}{15} L_i \beta_i - \frac{2}{w_1^6} B_j \right)}, \quad (24)$$

где B_j — корни уравнения (2) при $v = 1$ для нагрузки в виде единичной сосредоточенной поперечной силы $S = 1$, приложенной в сечении $\xi = 0$.

8. Период основного тона колебаний в случае, когда длина в плане вертикальных диафрагм не превышает 0,2 высоты здания, можно определять по формуле

$$T_1 = 1,76 H^2 \sqrt{m / \sum EI_{red}}, \quad (25)$$

где m — масса единицы высоты здания, рассматриваемого как консольный стержень; $\sum EI_{red}$ — сумма приведенных изгибных жесткостей вертикальных диафрагм.

В случае, если имеются диафрагмы, длина которых больше 0,2 высоты здания, то при определении периода колебаний необходимо учитывать влияние деформаций сдвига стен в собственной плоскости. Период первого тона в этом случае можно определять по формуле

$$T_1 = 1,05H^2 \sqrt{m\psi / \sum EI_{red}}, \quad (26)$$

$$\psi = (14,56 + 13,32\tau + 3,36\tau^2)/(5,04 + 2,8\tau); \quad (27)$$

$$v = 12\sum EI_{red}/(H^2\sum GA_{red}), \quad (28)$$

$\sum GA_{red}$ — сумма сдвиговых жесткостей вертикальных диафрагм, определяемых без учета площади полок.

Определение усилий в протяженных зданиях от температурных и усадочных воздействий

9. Для протяженных в плане здания усилий от температурно-влажностных воздействий рекомендуется определять с использованием расчетной схемы в виде горизонтальной составной системы с продольными поясами в уровне перекрытий, которые соединены податливыми связями сдвига. Приводимые ниже расчетные формулы применимы для регулирования по высоте составных стержней. Нижний ярус составной системы может иметь геометрические и жесткостные характеристики, отличающиеся от остальных ярусов. Расчетные формулы получены для системы с бесконечно большим числом ярусов и применимы для определения усилий в нижней половине высоты здания при количестве этажей девять и более (в верхних этажах усилия существенно уменьшаются).

При расчете учитываются изменения во времени средних по сечениям конструкции температур Δt (по отношению к начальной температуре t_0) и относительных деформаций усадки бетона ε , возникающих из-за уменьшения его начальной влажности.

Изменение во времени средних по сечениям конструкций температур Δt и начальные температуры t_0 определяются по СНиП 2.01.07—85.

10. Расчет на температурно-влажностные воздействия выполняется для стадий возведения и эксплуатации здания.

Для стадии возведения рекомендуется различать два расчетных случая:

первый — здание возведено в теплое время года и до пуска отопления конструкции здания охлаждаются вследствие понижения температуры наружного воздуха в холодное время года;

второй — здание возведено в холодное время года и конструкции здания нагреваются вследствие повышения температуры наружного воздуха в теплое время года.

В первом расчетном случае из-за противодействия основания температурным изменениям линейных размеров продольных конструкций в них возникают растягивающие напряжения, во втором расчетном случае — сжимающее напряжения.

В первом расчетном случае усадочные деформации можно не учитывать, так как в холодное время года деформации усадки бетона не увеличиваются. В связи с тем, что температурные и усадочные деформации во втором расчетном случае противоположны по знаку, а сжимающие напряжения в продольных конструкциях, как правило, не опасны, допускается второй расчетный случай не рассматривать.

Для стадии эксплуатации необходимо проверить конструкции на совместное влияние температурного сокращения продольных наружных стен и деформаций усадки продольных конструкций.

Для зданий с ненесущими наружными стенами, а также с трехслойными несущими стенами с гибкими связями между слоями при определении усилия во внутренних конструкциях можно учитывать только изменение деформаций усадки. Наружный слой продольных трехслойных стен в случае опирания его на фундамент следует рассчитывать на совместное влияние уменьшения его средней температуры (при переходе от теплого к холодному времени года) и деформаций усадки.

11. Продольное усилие в сечении ξ продольного пояса над k -м ярусом определяется по формуле

$$N_k(\xi) = (a_k \Delta t_k + \varepsilon_k) EA_k \sum_{\mu=1,2,\dots} \frac{-(-1)^\mu \cos(w_\mu \xi)}{0,5w_\mu q_\mu r_\mu^k}, \quad (29)$$

где a_k — коэффициент линейных температурных деформаций бетона конструкций, образующий продольный пояс k ; Δt_k — расчетный перепад средних температур продольного пояса k ; ε_k — расчетное изменение деформаций усадки бетона, образующего продольный пояс k ; EA_k — продольная жесткость k -го пояса (при $k > 1$ $EA_k = EA$);

$$w_\mu = (2\mu - 1) \pi/2; \quad (30)$$

ξ — безразмерная координата, отсчитываемая вдоль длины составной системы с началом отсчета по ее середине ($0 \leq \xi \leq 1$); β_1, β — погонные жесткости при сдвиге продольных связей соответственно в первом и всех остальных ярусах составной системы;

$$q_\mu = \frac{\beta_1}{\beta} - \left[1 - \frac{\beta}{\beta_1} + \frac{w_\mu^2 (EA_1 - EA)}{l^2 \beta_1} \right] \frac{1}{r_\mu}; \quad (31)$$

при $\beta_1 = \beta$ и $EA_1 = EA$ $q_\mu = 1$ — полудлина составной системы (половина расстояния между температурно-усадочными швами);

$$r_\mu = a_\mu + \sqrt{a_\mu^2 - 1}; \quad (32)$$

В формуле (29) число учитываемых членов ряда рекомендуется принимать с учетом того, что первый отбрасываемый член ряда характеризует ошибку вычислений. Для получения решения с точностью 0,05 достаточно учесть пять членов ряда. В общем случае рекомендуется удерживать нечетное число членов ряда.

Погонное сдвигающее усилие в продольных связях k -го яруса определяется по формуле

$$\tau_k(\xi) = (a_k \Delta t_k + \varepsilon_k) l \beta_k \sum_{\mu=1,2,\dots} \frac{-(-1)^\mu (r_\mu - 1) \sin(w_\mu \xi)}{0,5 w_\mu^2 q_\mu r_\mu^k}. \quad (34)$$

12. Продольная жесткость k -го пояса EA_k определяется как сумма продольных жесткостей перекрытия $Ea_{k,r}$ продольных стен $EA_{k,w}$. При изменении жесткостных характеристик перекрытий и продольных стен по длине определяется приведенная продольная жесткость пояса, определяемая по формуле

$$EA_k = \sum_{i=1}^n L_i / \sum_{i=1}^n (L_i / EA_{k,i}), \quad (35)$$

где L_i — длина i -го участка по длине здания, в пределах которого продольная жесткость пояса постоянна; $EA_{k,i}$ — продольная жесткость k -го пояса на i -м участке; n — общее число участков.

Продольная жесткость пояса до образования трещин в бетоне определяется по формуле

$$EA = E_l A_b + E_s A_s, \quad (36)$$

где E_l — длительный модуль деформации бетона

$$E_l = E_b / (1 + \varphi_{bt}); \quad (37)$$

E_b — начальный модуль упругости бетона; φ_{bt} — определяется по формуле (2) Пособия.

Продольная жесткость пояса после образования в нем трещин определяется по формуле

$$EA = E_s A_s / \psi_s, \quad (38)$$

где ψ_s — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами и определяемый согласно нормам проектирования железобетонных конструкций.

13. Погонная жесткость (связей сдвига k -го пояса определяется по формуле

$$\beta_k = \sum_{i=1}^n GA_{k,i} / (H_k \sum_{i=1}^n L_i), \quad (39)$$

где $GA_{k,i}$ — жесткость при сдвиге горизонтального сечения продольных стен k -го яруса на i -м участке; H_k — высота k -го яруса; L_i — длина i -го участка.

Жесткость при сдвиге i -го участка сквозной продольной стены с проемами рекомендуется определять для горизонтального сечения в уровне проемов по формуле

$$GA_{k,i} = E_i A_i / (2,5 + H_o^2 / L_i), \quad (40)$$

где A_i, L_i — соответственно площадь и длина горизонтального сечения стены на i -м участке; H_o — высота проема в стене в k -м ярусе.

Жесткость при сдвиге i -го участка продольной стены, состоящей из отдельных, не связанных между собой участков, рекомендуется определять по формуле

$$GA_{k,i} = \left(\frac{2,5}{E_i A_i} + \frac{H_k}{C_\varphi I_{\varphi i}} \right)^{-1}, \quad (41)$$

где C_φ — коэффициент жесткости основания при повороте фундамента в плоскости стены; $I_{\varphi i}$ — момент инерции фундамента i -го участка стены относительно оси, перпендикулярной плоскости поворота фундамента.

При опирании стен на свайные фундаменты с высоко расположенными ростверками жесткости при сдвиге связей необходимо определять по специальным рекомендациям.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ АВАРИЙНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

1. Несущая система жилых зданий должна быть устойчива к прогрессирующему (цепному) разрушению в случае локального разрушения отдельных конструкций при аварийных воздействиях (взрыв бытового газа или других взрывоопасных веществ, пожар и т. п.). Это требование означает, что в случае аварийных воздействий, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий (взрывы, пожары, ударные воздействия транспортных средств и т. п.), допускаются локальные разрушения несущих конструкций (полное или частичное разрушение отдельных стен в пределах одного этажа и двух смежных осей здания), но эти первичные разрушения не должны приводить к обрушению конструкций или к разрушению соседних несущих элементов, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными аварийным воздействием.

Конструктивная система здания должна обеспечивать его прочность и устойчивость в случае локального разрушения несущих конструкций, как минимум на время, необходимое для эвакуации людей. Перемещение конструкций и раскрытие в них трещин не ограничивается.

2. Устойчивость здания к прогрессирующему обрушению проверяется расчетом на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее постоянные и временные длительные нагрузки, а также воздействие гипотетических локальных разрушений несущих конструкций. Постоянная и временная длительная нагрузка должна определяться по СНиП 2.01.07—85. При этом коэффициенты сочетаний нагрузок и коэффициенты надежности по нагрузкам к постоянным и длительным нагрузкам следует принимать равными единице.

Воздействия локальных разрушений несущих конструкций учитываются тем, что из конструктивной системы здания удаляются отдельные элементы, которые могут быть разрушены при аварийных воздействиях.

Для панельных жилых зданий в качестве расчетной схемы локального разрушения следует рассматривать разрушение (удаление) двух пересекающихся стен в пределах одного (любого) этажа на участках от их вертикального стыка (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной перпендикулярного направления.

Для оценки устойчивости здания против прогрессирующего обрушения разрешается рассматривать лишь наиболее опасные расчетные схемы разрушения:

локальные разрушения, включающие разрушения наружных стен, ослабленных дверными проемами выходов на балконы и лоджии (схемы 1, 2, 3 на рис. 11);

локальные разрушения, включающие разрушения внутренних стен, слабо связанных с остальными вертикальными конструкциями из-за наличия дверных проемов (см. схемы 1, 4, 5 на рис. 11), из-за балочной разрезки большепролетных плиточных перекрытий (см. схемы 2, 5 на рис. 11) или из-за частичного отсутствия связей через перекрытия (стены, примыкающие к лестничным клеткам; схема 4 на рис. 11).

3. При расчете панельных зданий на устойчивость к прогрессирующему обрушению нормативные сопротивления материалов принимаются в соответствии со СНиП 2.03.01—84 и СНиП 11-23-81. Расчетные характеристики сопротивления материалов, определяемые делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности, для бетонных и железобетонных конструкций повышают за счет использования коэффициентов надежности, указанных в табл. 1. Кроме того, расчетные сопротивления умножают на коэффициенты условий работы, учитывающие малую вероятность аварийных воздействий и интенсивный рост прочности бетона в первый период после возведения здания, а также возможность использования арматуры за пределом текучести материала. Коэффициенты условий работы для бетона принимают по табл. 2, для арматуры классов А-I, А-II, А-III вводится единый коэффициент $\gamma_s = 1,1$.

Таблица 1

Материал	Напряженное состояние или характеристика материала	Условное обозначение	Коэффициент надежности по материалам
Бетон	Сжатие	y_b	1,15
	Растяжение	y_{bt}	1,25
Арматура	Класс А-I, А-II	y_s	1,1
	Класс А-III		1,05
	Проволочная		1,2

Таблица 2

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов	Условное обозначение	Коэффициент условий работы бетона
1. Конструкции бетонные	y_{b1}	0,9
2. Нарастание прочности бетона во времени, кроме бетонов класса В50 и выше, бетонов на глиноземистом цементе, алюминатных и алитовых портландцементов	y_{b2}	1,25
3. Элементы заводского изготовления (бетонные и железобетонные)	y_{b3}	1,15

Расчетные сопротивления прокатной стали принимаются по СНиП II-23-81 с учетом допустимости работы пластичных сталей за пределом текучести. Коэффициент условий работы для пластичных сталей принимается равным 1,1.

4. Для оценки устойчивости панельных зданий к прогрессирующему обрушению следует выделить два типа неповрежденных конструктивных элементов. В элементах первого типа воздействия локальных разрушений не вызывают качественного изменения напряженного состояния, а приводят лишь к увеличению напряжений и усилий (неповрежденные стеновые диафрагмы и плиты перекрытий, нерасположенные над локальным разрушением). В элементах второго типа (к ним относятся конструкции, потерявшие первоначальные опоры — стеновые панели и плиты перекрытий, расположенные над локальным разрушением) в рассматриваемом состоянии здания качественно меняется напряженное состояние.

В связи с тем, что элементы первого типа при нормальных эксплуатационных воздействиях подвергаются нагрузкам в два-три раза ниже разрушающих, а расчетные локальные разрушения, как правило, не могут вызвать перегрузки этих конструкций более, чем в два раза, прочность элементов первого типа разрешается не проверять. Основной задачей расчета является проверка устойчивости стеновых панелей и плит перекрытий, расположенных выше локального разрушения и потерявших опору в результате локального разрушения стен. Устойчивость этих конструкций зависит как от прочности самих зависших элементов, так и от прочности их связей между собой и с неповрежденными стенами.

Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения следует обеспечивать, в первую очередь, за счет рационального конструирования связей между сборными элементами. Усиление самих сборных элементов, расположенных над локальным разрушением, не рекомендуется.

6. В целях повышения экономичности конструктивных решений связей, препятствующих прогрессирующему обрушению, необходимо повышать их пластичность, добиваясь, чтобы в предельном состоянии после исчерпания несущей способности связь не выключалась из работы и допускала без разрушения сравнительно большие абсолютные деформации (порядка нескольких миллиметров).

Для обеспечения пластичности соединений сборных элементов их конструктивные решения должны включать специальные пластичные элементы, выполненные из пластичной листовой или арматурной стали.

Растянутая линейная связь между сборными элементами, как правило, представляет цепочку последовательно соединенных элементов — анкер закладной детали, закладная деталь, собственно связь, закладная деталь второго элемента и ее анкер. В силу случайной изменчивости сопротивлению отдельных элементов этой цепи и их

соединений предельное состояние всего стыка определяется слабейшим звеном. Соответственно реальная пластичность всего соединения зависит от того, какой элемент окажется слабейшим:

если произойдет выкалывание бетона, в котором анкеруется закладная деталь, то разрушение будет носить хрупкий характер с весьма незначительными абсолютными деформациями, предшествующими выключению связи из работы (рис. 1, *а*);

если разрушится одно из сварных соединений, то, хотя при качественной сварке пластичность и проявится в силу малой протяженности самого разрушаемого звена, абсолютные деформации, предшествующие выключению связи из работы, будут сравнительно невелики (рис. 1, *б*);

только в том случае, когда слабейшим звеном соединения окажется собственно металлическая связь, все соединение проявит максимально возможные пластические свойства (рис. 1, *в*).

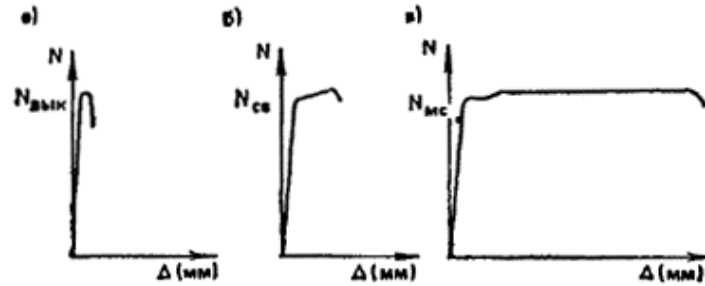


Рис. 1. Диаграмма деформирования растянутой линейной связи при разрушении различных ее элементов

а — при выкалывании анкерующего бетона; *б* — при разрушении сварных соединений; *в* — при разрушении листовой или стержневой связи

Соединения сборных элементов, препятствующие прогрессирующему обрушению панельных зданий, должны проектироваться неравнопрочными, при этом элемент, разрушение которого обеспечивает наибольшие пластические деформации соединения, должен быть наименее прочным.

Для выполнения этого условия рекомендуется рассчитывать все элементы соединения, кроме наиболее пластичного, на усилие в 1,5 раза больше прочности пластичного элемента, например, анкеровку закладных деталей и сварные соединения рекомендуется рассчитывать на усилие в 1,5 раза больше, чем саму связь.

Надпроемные перемычки, работающие как связи сдвига, необходимо проектировать так, чтобы они разрушались от изгиба, а не от действия поперечной силы.

Шпоночные сдвиговые соединения необходимо проектировать так, чтобы прочность отдельных шпонок на срез была в 1,5 раза больше их прочности при смятии.

Помимо обеспечения пластичности связей для защиты зданий от прогрессирующего обрушения рекомендуется использовать в комплексе следующие конструктивные мероприятия:

объединять отдельные плиты междуэтажных перекрытий в единый диск специальными металлическими связями, работающими в плоскости перекрытия на растяжение и сдвиг;

заводить плиты перекрытий в несущие стены перпендикулярного направления, используя их как шпоночную связь сдвига (при платформенных стыках такая связь образуется естественным образом);

устанавливать междуэтажные связи, обеспечивающие работу горизонтальных стыков между перекрытиями и стенами на растяжение и сдвиг. Для устройства таких связей рекомендуется использовать подъемные петли, штыри и т. п. детали, например, как показано на рис. 2. Такие связи очень пластичны как при растяжении, так и при сдвиге, они обеспечивают совместную работу всех конструкций, расположенных выше локального разрушения; возможность устройства таких связей не зависит от особенностей плана здания.

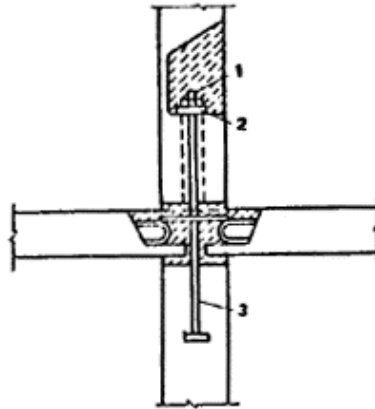


Рис. 2. Вариант конструктивного решения междуэтажной связи

1 — гайка; 2 — шайба; 3 — подъемный штырь

6. Для расчета панельных зданий на устойчивость к прогрессирующему обрушению рекомендуется использовать пространственную расчетную модель в виде системы пластинок (с проемами или без проемов), соединенных между собой сосредоточенными связями, прочность которых эквивалентна прочности фактических связей между панелями (рис. 3, а). Такая модель здания должна быть рассчитана при всех выбранных в соответствии с рекомендациями п. 2 расчетных схемах локального разрушения конструкций.

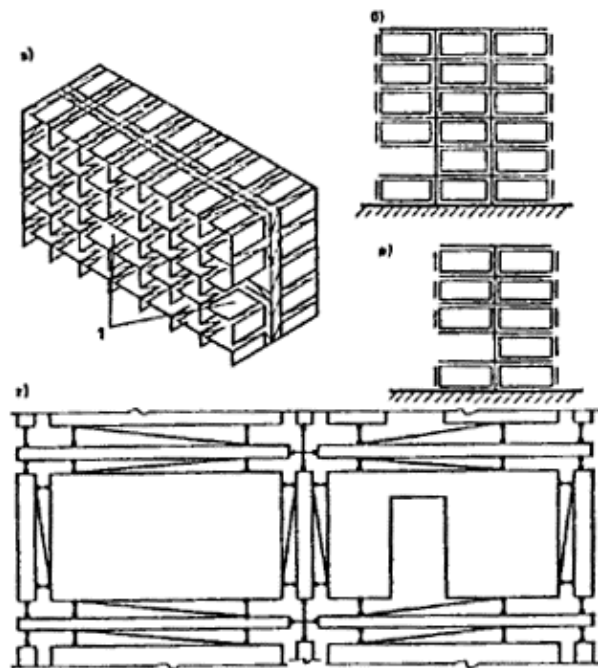


Рис. 3. Расчетная модель здания с локальными разрушениями

1 — локальные разрушения

В случае обеспечения пластичной работы конструктивной системы здания в предельном состоянии расчет рекомендуется проводить кинематическим методом теории предельного равновесия. В этом случае допускается проверять устойчивость лишь элементов, расположенных над локальным разрушением, и расчет здания при каждой выбранной схеме локального разрушения сводится к следующей процедуре:

задаются наиболее вероятные механизмы прогрессирующего (вторичного) обрушения конструкций здания, потерявших опору (задать механизм разрушения значит определить все разрушаемые связи и найти возможные обобщенные перемещения (w_i) по направлению усилий в этих связях);

для каждого из выбранных механизмов прогрессирующего обрушения определяются прочности всех пластично разрушаемых связей (S_i); находятся равнодействующие внешних сил, приложенных к отдельным звеньям механизма, то есть к отдельным неразрушаемым элементам или их частям (G_i), и перемещения по направлению их действия (u_i):

определяется работа внутренних сил (W) и внешних нагрузок (U) на возможных перемещениях рассматриваемого механизма

$$W = \sum_i S_i w_i; U = \sum_i G_i u_i$$

и проверяется условие равновесия

$$W \geq U. \quad (1)$$

Указанная расчетная процедура справедлива лишь при условии выполнения требований п. 5 об обеспечении пластичной работы отдельных панелей и связей между ними в предельном состоянии. Если пластичность какой-либо связи не обеспечена, ее работа учитываться не должна (связь считается отсутствующей). Если таких связей и элементов, которые могут разрушаться хрупко, много, и их формальное исключение слишком сильно уменьшает оценку сопротивления здания прогрессирующему обрушению, следует или обеспечить пластичность связей или изменить саму процедуру расчета. В последнем случае здание должно быть рассчитано на основании упругой пластинчатой модели, включающей расчетное локальное разрушение и позволяющей учесть изменившийся характер работы элементов, потерявших опору. Полученные при этом усилия в отдельных элементах должны сравниваться с их расчетными несущими способностями. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения при этом будет обеспечена, если для любого элемента соблюдается условие $F \leq S$, где F и S соответственно усилие в элементе, найденное из упругого расчета, и его расчетная несущая способность, найденная с учетом указаний п. 3.

Особенности расчета зданий поперечно-стеновой и перекрестно-стеновой систем с несущими продольными наружными стенами из легких небетонных материалов

7. Для зданий с несущими поперечными и внутренними продольными стенами и несущими небетонными продольными наружными стенами опасность локального разрушения определяется лишь его расположением на плане здания, но не зависит от расположения по его высоте. Наиболее опасными и, следовательно, расчетными локальными разрушениями являются:

разрушение панели торцевой поперечной стены, примыкающей к углу здания;

разрушение панели внутренней поперечной стены, несущей нагрузку от навесных лоджий или балконов и при том ослабленной дверными проемами.

Количество расчетных локальных разрушений указанных типов в каждом конкретном случае определяется индивидуально в зависимости от особенностей плана здания и принятых конструктивных решений. При унифицированном решении сборных элементов и связей между ними и относительно простом плане здания можно ограничиться рассмотрением двух-трех наиболее опасных локальных разрушений.

При каждом выбранном локальном разрушении необходимо рассмотреть все указанные в пп. 8 — 11 механизмы прогрессирующего обрушения и проверить соответствующие рассматриваемому случаю расчетные условия.

8. Первый механизм прогрессирующего обрушения характеризуется одновременным поступательным смещением вниз всех стеновых панелей (или отдельных их частей), расположенных над локальным разрушением (рис. 4). Такое смещение возможно при разрушении связей сдвига между продольными и поперечными стенами (рис. 4, а) или при разрушении надпроемных перемычек и плит перекрытий (рис. 4, б, в).

При оценке возможности одновременного обрушения конструкций всех этажей условие равновесия (1) заменяется условием

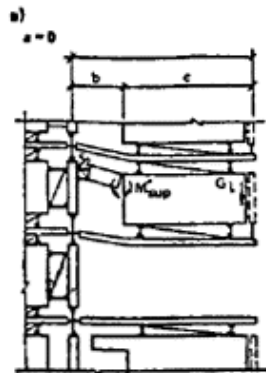
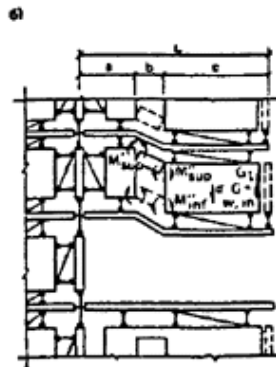
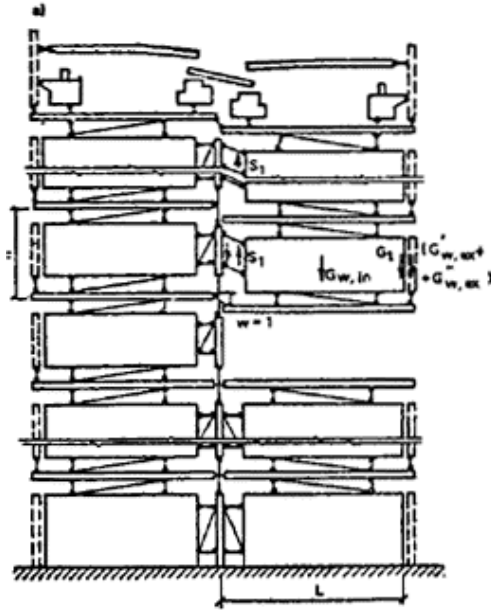
$$W_f \geq U_f \quad (2)$$

где W_f и U_f — соответственно работа внутренних и внешних сил на перемещениях элементов одного этажа; этажи разделяются нижней поверхностью перекрытия, которое относится к этажу, расположенному над перекрытием.

Если плиты перекрытий не заведены в продольные несущие стены, обрушению препятствуют лишь связи сдвига между панелями разрушенной поперечной стены и продольной стены (рис. 4, а). В этом случае условие равновесия (2) эквивалентно требованию

$$S_l \geq G_{w,in} + G_l + 0,5(G'_{w,ex} + G''_{w,ex}) + 0,5(qLl' + q'l'l''), \quad (3)$$

где S_l — прочность связей сдвига в вертикальном стыке между продольными и поперечными стенами; $G_{w,in}$, G_l — соответственно вес панели поперечной стены и приходящаяся на нее нагрузка от лоджии; $G'_{w,ex}$, $G''_{w,ex}$ — соответственно веса панелей наружных стен, примыкающих с двух сторон к разрушенной поперечной стене; q' , q'' — равномерно распределенная нагрузка на плиты перекрытия; L' , L'' , l' , l'' — размеры плит перекрытия, опирающихся на разрушенную стену.



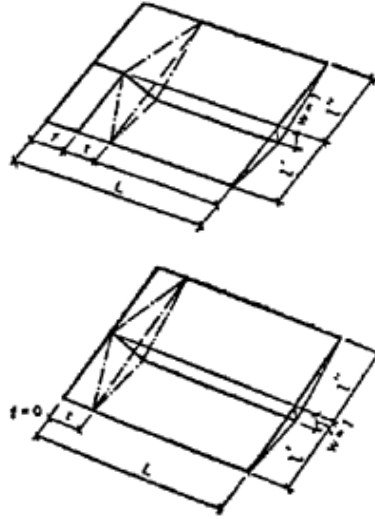


Рис. 4. Варианты механизма прогрессирующего обрушения I типа

Если плиты перекрытия заведены в продольные и поперечные стены (платформенные стыки), они образуют между ними практически неразрушимую связь сдвига. В этом случае рассматриваются лишь такие разновидности механизма обрушения I типа, которые возможны при ослаблении поперечной стены дверными проемами (см. рис. 4, б, в). При этом условие (2) принимает вид

$$W_{w,in}^I + W_p^I \geq U_{w,in}^I + U_p^I + U_{w,ex} \quad (4)$$

где $W_{w,in}^I, U_{w,in}^I$ — соответственно работа внутренних и внешних сил на перемещениях отдельных частей панели внутренней стены; W_p^I, U_p^I — соответственно работа внутренних и внешних сил, приложенных к плитам перекрытий; $U_{w,ex}$ — работа внешних сил, приложенных к наружным панелям.

Работа $W_{w,in}^I$ определяется сопротивлением изгибу над- и подпроемных перемычек и в общем случае определяется соотношением

$$W_{w,in}^I = (M'_{sup} + M''_{sup} + M'_{inf} + M''_{inf})/b, \quad (5)$$

где $M'_{sup}, M''_{sup}, M'_{inf}, M''_{inf}$ — соответственно прочностные моменты при изгибе левого и правого опорных сечений верхней и нижней перемычек, а b — пролет перемычек.

Если поперечная стена отделена от продольной дверным проемом и связь между ними отсутствует, то $W_{w,in}^I = 0$. Если связь между поперечной стеной и продольной осуществляется перемычкой — «флажком» (см. рис. 4, в), то прочность левого опорного сечения (M'_{sup}) определяется прочностью горизонтальной линейной связи (S_2); при этом прочность сдвиговой связи в соответствии с рекомендациями п. 4 должна удовлетворять условию

$$S_1 \geq 1,5 M''_{sup}/b. \quad (6)$$

Работа $U_{w,in}$ определяется весом обрушающейся части панели внутренней стены $aG_{w,in}$, (где $G_{w,in}$ — вес всей панели, $0 < a < 1$) и приложенной к ней вертикальной нагрузкой от навесной лоджии (G_l)

$$U_{w,in}^I = aG_{w,in} + G_l. \quad (7)$$

Работа внешних и внутренних сил, приложенных к плитам перекрытий, первоначально опертых по трем сторонам, определяется их пластическим изломом по схеме, показанной на рис. 4, б, в, и вычисляется по формулам

$$W_p^I = W_p^I + W'^I_p; U_p^I = U_p^I + U'^I_p, \quad (8)$$

где

$$\left. \begin{aligned} W_{pi}^I &= tM_{1i} / (L_i l_i) + (M'_{2i} + M_{2i}) / t; \\ U_{pi}^I &= 0,5q_i l_i (L_i - \frac{2}{3}t - f); \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

l_i, L_i — пролет i -й плиты в направлении продольных стен и пролет в поперечном для здания направлении; $M_{1i} (M'_{1i}), M_{2i} (M'_{2i})$ — изгибающие моменты, воспринимаемые i -й плитой перекрытия при ее изгибе по балочной схеме соответственно вдоль пролетов l_i и L_i при растяжении нижних волокон (верхних волокон); t — ширина дверного проема во внутренней стене (см. рис. 4, б, в); f — привязка начала проема к внутреннему торцу.

Если перекрытие выполнено из балочных плит, то в неравенстве (9) принимается

$$W_p^l = 0; U_p^l = 0,5 (q L l' + q' L' l'). \quad (10)$$

Работа сил, обусловленных весом наружных панелей, примыкающих к поврежденной стене слева и справа ($G'_{w,ex}$ и $G''_{w,ex}$) приблизительно вычисляется так:

$$U_{w,ex} = 0,5 (G'_{w,ex} W'_{w,ex} + G''_{w,ex} W''_{w,ex}). \quad (11)$$

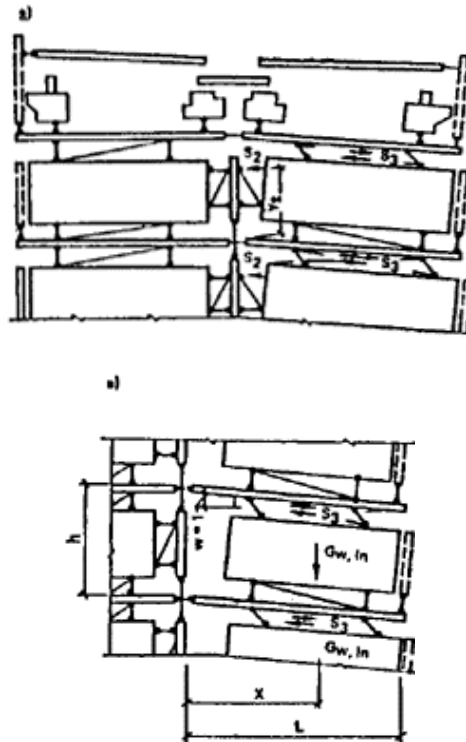
Выполнение требования (4) является необходимым условием предотвращения прогрессирующего обрушения здания, при сравнительно небольших перемещениях (менее 10 см) конструкций, потерявших опору. Если оно выполнено, следует перейти к проверке дополнительных условий, изложенных в пп. 9 — 11.

Если же условие (4) не соблюдается, возможны два варианта:

первый — усилением (или перераспределением) арматуры перемычек внутренних стен и плит перекрытий добиться его выполнения;

второй — перейти к другим конструктивным способам защиты от прогрессирующего обрушения, допускающим очень большие перемещения (десятки сантиметров) элементов, потерявших опору и требующих соответственно выполнять расчет по деформированной схеме (см. п. 12).

9. Механизм прогрессирующего обрушения второго типа характеризуется одновременным поворотом каждой стеновой панели, расположенной над локальным разрушением, вокруг своего центра вращения (рис. 5). Такое смещение требует разрушения растянутых связей этих панелей с неповрежденной стеной (S_2 ; на рис. 5, а), разрушения связей сдвига стеновых панелей с плитами перекрытий в горизонтальных стыках (S_3 ; на рис. 5) и пластического излома плит перекрытий, первоначально опертых по трем сторонам, по схеме, приведенной на рис. 5, б.



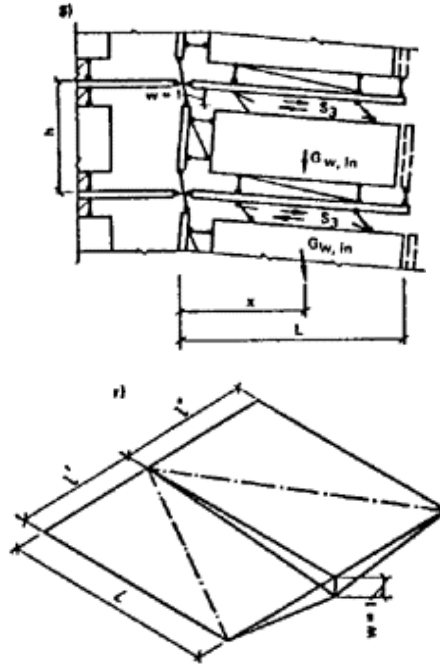


Рис. 5. Механизм прогрессирующего разрушения II типа

В рассматриваемом случае условие (2) принимает вид

$$W_t^II + W_p^II \geq U_{w,in}^II + U_p^II + U_{w,ex}, \quad (12)$$

где W_p^II , $U_{w,in}^II$, U_p^II , $U_{w,ex}$ — то же, что и величины W_p^I , $U_{w,in}^I$, U_p^I , $U_{w,ex}^I$ в (4), а W_t^II — работа сил сопротивления связей (S_2 и S_3) меновых панелей, потерявших опору, с неповрежденными конструкциями. Отдельные слагаемые из (12) вычисляются следующим образом:

$$W_t^II = S_2 y_2 / L + S_3 h / L; \quad (13)$$

$$U_{w,in}^II = G_{w,in} x / L + G_l; \quad (14)$$

где y_2 , h , x — расстояния от центра вращения до линии действия усилий S_2 , S_3 и силы тяжести $G_{w,in}$ (см. рис. 5); W_p^II , U_p^II — вычисляются по формулам (8) при соответствующей замене верхнего индекса, причем

$$W_{pi}^II = (M'_{1i}/l_i + M'_{2i}/L_i) w_i; \quad U_{pi}^II = q_i L_i l_i u_i / 6. \quad (15)$$

Здесь все величины имеют тот же смысл, что и в (9); величина $U_{w,ex}$ вычисляется по формуле (11).

Выполнения условия (12) следует добиваться прежде всего за счет увеличения связей сдвига (S_3), так как увеличение прочности растянутой связи (S_2) не всегда возможно (рис. 5, б), а иногда и нецелесообразно: если к продольной стене прикрепляется поперечная стена лишь с одной стороны, то для учета этой связи в расчете необходимо оценить прочность продольной стены на изгиб из ее плоскости (см. рис. 5, в).

10. Помимо условий необрушения (4) и (12) необходимо оценить возможность обрушения лишь одних плит перекрытий, расположенных непосредственно над выбитой панелью поперечной стены и первоначально опертых по трем сторонам (третий механизм).

Для того, чтобы эти плиты не обрушивались, достаточно выполнить условие

$$W_p^II \geq U_p^II + U_{w,ex} - S_4 w_{w,ex}, \quad (16)$$

где S_4 — прочность сдвиговой связи между навесной панелью и поперечной стеной (рис. 6); в формуле (16) S_4 принимается по расчету, но не более величины $U_{w,ex}$.

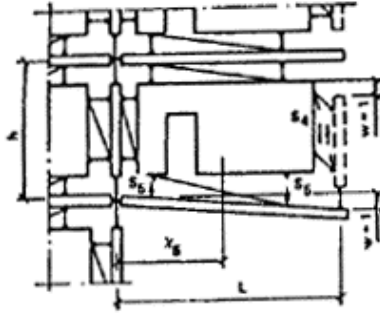


Рис. 6. Схема обрушения плит перекрытий

Если соотношение (16) не выполняется, это значит, что плиты необходимо прикрепить к вышерасположенной поперечной стене связями, воспринимающими растяжение (рис. 6). Тогда условие (16) заменяется следующим:

$$W_p^I + W_t^{II} \geq U_p^I + U_{w,ex} - S_4 w_{w,ex}, \quad (17)$$

где W_t^{III} — работа сил растяжения связей S_5 . Эта работа вычисляется по формуле

$$W_t^{III} = n S_5 w x_5 / L, \quad (18)$$

n — число связей; x_5 — координата, определяемая линией действия равнодействующей реакции рассматриваемых связей в предположении, что все они достигли своего предельного значения — S_5 .

Если перекрытия выполнены из балочных плит, условие (16) не выполняется ($W_p^I = 0$); поэтому в этом случае постановка связей рассматриваемого типа обязательна. При этом их прочность определяется величиной опорных реакций каждой балочной плиты.

11. Четвертый механизм обрушения предусматривает перемещения конструкций лишь одного этажа, расположенного непосредственно над выбитой панелью поперечной стены (рис. 7). Этот механизм предполагает сочетание поступательного перемещения поперечной стены (как в первом механизме) с изломом плит, характерным для второго механизма (см. рис. 5, в, з). Такой механизм возможен лишь при ослаблении поперечной стены дверными или оконными проемами.

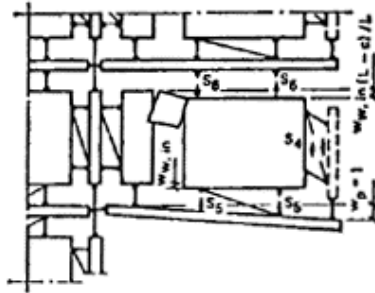


Рис. 7. Схема обрушения конструкций одного этажа

Условие невозможности образования механизма рассматриваемого типа

$$W_{w,in}^I (1 - c/L) + W_p^I + W_t^{IV} \geq (1 - c/L) U_{w,in}^I + U_p^I + U_{w,ex} - S_4 (w_{w,ex} - w_{w,in}), \quad (19)$$

где W_t^{IV} — работа сил растяжения вертикальных связей типа S_5 и S_6 ;

$$W_t^{IV} = k S_6 (1 - c/L) + S_5 \sum_i w_i, \quad (20)$$

где k — число связей шестого типа; S_6 , S_5 — предельные усилия в связях шестого и пятого типа; w_i — перемещения по направлению i -й связи пятого типа, они определяются как разность перемещений точки прикрепления связи к плите и точки прикрепления связи к панели поперечной стены.

Если при отсутствии связей шестого типа ($S_6 = 0$) условие (19) не выполняется, не рекомендуется добиваться его выполнения за счет усиления связей пятого типа — это неэкономично, поскольку эти связи, как следует из уравнения (20), работают неравномерно. В этом случае наиболее рациональное решение — поставить связи шестого типа и образовать связь по типу, описанной в п. 5.

12. Если при локальном разрушении внутренней поперечной стены не удастся обеспечить выполнение условия (4), то есть не удастся предотвратить прогрессирующее обрушение по первой схеме (см. рис. 4), рекомендуется специальными связями плит перекрытий обеспечить их эффективное сопротивление прогрессирующему обрушению, при больших прогибах как элементов висячей системы (рис. 8). Такой прием обычно оказывается целесообразнее и необходим при локальном разрушении поперечной стены, значительно удаленной от остальных несущих стен и связанной с ними только балочными плитами перекрытий или слабоармированными большепролетными плитами, первоначально опертыми по трем сторонам.

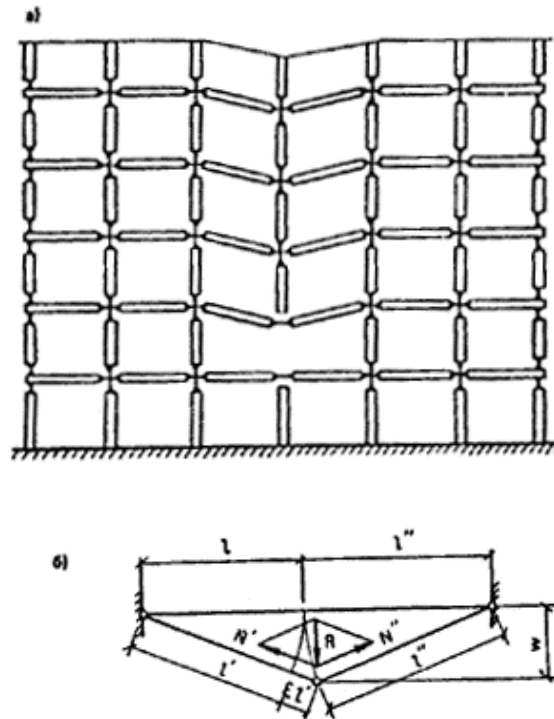


Рис. 8. Работа плит перекрытий как элементов висячей системы

Требования, которым должны удовлетворять связи и плиты, образующие висячую систему, вытекают из расчета по деформированной схеме (см. рис. 8, б): цепь последовательно соединенных элементов (связь — плита — связь — плита — связь) должна включать очень пластичное звено, которое обеспечивало бы общее удлинение цепи порядка нескольких процентов (естественно, при этом в плитах допускаются какие угодно трещины). Для выполнения этого условия необходимо, чтобы

$$N\sqrt{2\varepsilon(1 + l_{\min} / l_{\max})} \geq G;$$

$$w \leq l_{\min} \sqrt{2\varepsilon / (1 + l_{\min} / l_{\max})}, \quad (21)$$

где G — погонная нагрузка, приходящаяся на разрушенную стену с каждого этажа

$$G = 0,5q(l' + l'') + G_{w,ин}/L;$$

N — погонная несущая способность слабейшего звена висячей цепи; ε — расчетное относительное удлинение плиты с меньшим пролетом (точнее — относительное увеличение расстояния между точками стыковки этой плиты с другими плитами); w — прогиб, при котором достигается равновесие; l_{\min} , l_{\max} — соответственно минимальный и максимальный пролеты.

Соотношения (21) получены из предположения, что в силу случайной изменчивости сопротивлении материалов максимальное возможное удлинение реализуется лишь в одной плите. Таким образом, в случае $l_{min} = l_{max} = l$ при $\varepsilon = 4 \div 6\%$ из (21) следует, что $N = (2 \div 2,5)$ и $w = (0,2 \div 0,25)l$.

Максимально возможное относительное удлинение плиты существенно зависит от конструктивного решения ее арматуры и связей между плитами, от соотношения прочностей отдельных элементов, от их пластичности, от прочности соединения этих элементов; теоретически определить эту величину в общем случае не удастся и поэтому каждое конкретное конструктивное решение рекомендуется оценивать экспериментально.

Особенности расчета зданий перекрестно-стеновой конструктивной системы с наружными стенами из бетонных или железобетонных панелей

13. Для расчета зданий с железобетонными наружными стенами следует использовать те же основные типы механизмов прогрессирующего обрушения, что и для зданий с ненесущими наружными стенами из легких небетонных материалов. При этом однако необходимо учитывать, что для образования этих механизмов требуется разрушение не только внутренних стеновых панелей и плит перекрытий, но и наружных стеновых панелей, которые в рассматриваемом случае обязательно включаются в работу, даже если они запроектированы навесными.

Наружные стеновые панели с проемом, независимо от типа механизма общего прогрессирующего обрушения, работают на перекос как прямоугольные рамы (рис. 9). При этом, если плиты перекрытий заведены в наружные стены, то они тоже вовлекаются в работу и характер их разрушения меняется — к основным пластическим шарнирам, показанным на рис. 4 и 5, добавляются шарниры, связанные с изломом внешнего края плиты (рис. 10). При проверке возможности обрушения одних плит перекрытий (см. п. 10) этих шарниров нет.

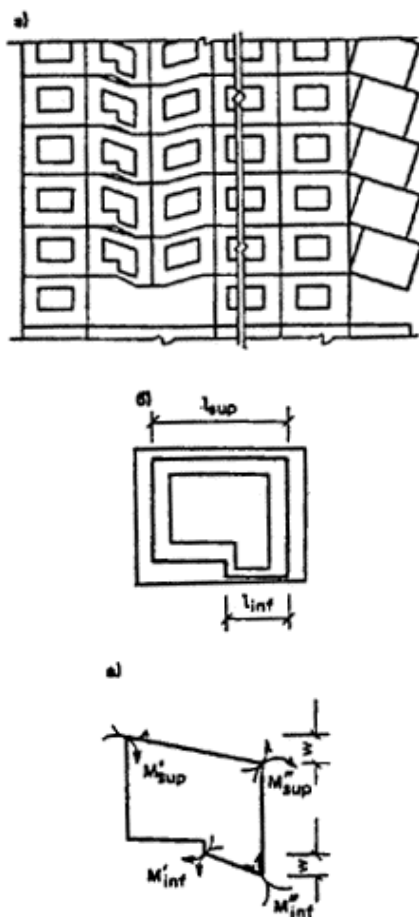


Рис. 9. Работа элементов наружных стен

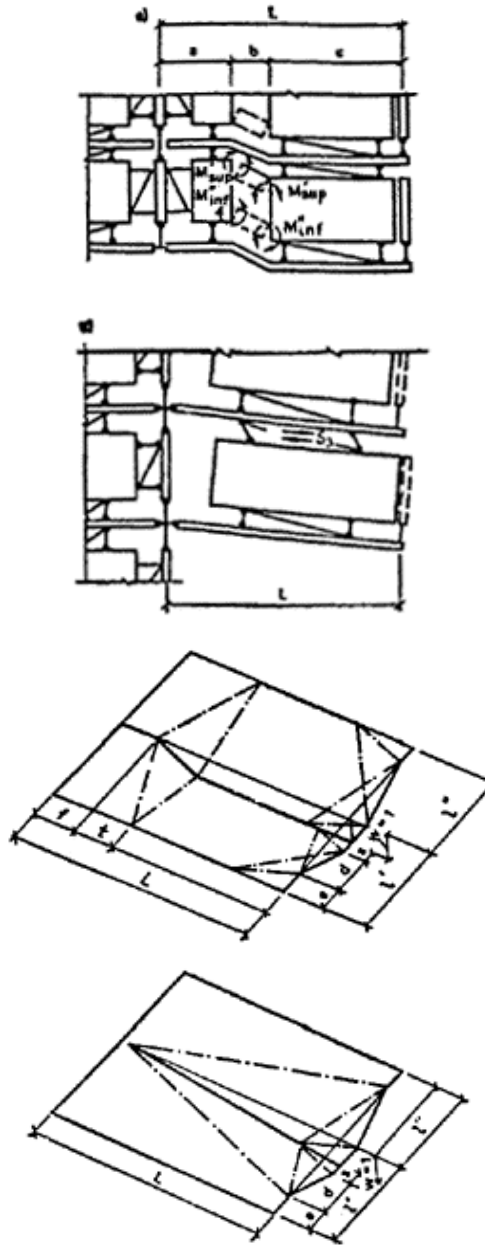


Рис. 10. Работа плит перекрытий в зданиях с железобетонными наружными стенами

Для того, чтобы учесть сопротивление наружных стен прогрессирующему обрушению и связанное с ними дополнительное сопротивление плит перекрытий, нужно вычислить работу соответствующих внутренних сил ($W_{w,ex}$) по п. 14 и использовать ее при проверке условий равновесия, указанных в п. 15.

14. Для того, чтобы учесть сопротивление наружной стены прогрессирующему обрушению, нужно вычислить работу внутренних сил при разрушении панелей наружных стен типового этажа ($W_{w,ex}$). Поскольку при локальном разрушении внутренней стены прогрессирующему обрушению на каждом этаже сопротивляются две панели наружной стены (или одна двухмодульная), величина $W_{w,ex}$ в общем случае рассматривается как сумма слагаемых

$$W_{w,ex} = W'_{w,ex} + W''_{w,ex} \quad (22)$$

Величина работы $W'_{w,ex}$ ($W''_{w,ex}$) зависит от соотношения геометрических размеров панели и армирования ее перемычек и простенков, а также от наличия в ней проема для балконной двери. В общем случае любую наружную

панель можно рассматривать как раму, разрушающуюся вследствие образования в ней четырех пластических шарниров (см. рис. 9, б, в), так что

$$W_{w,ex} = \sum_{i=1}^4 M_i w_i = [(M'_{sup} + M''_{sup}) / l_{sup} + (M'_{inf} + M''_{inf}) / l_{inf}] w. \quad (23)$$

При этом предельные изгибающие моменты, действующие в угловых шарнирах (например, M'_{sup} — в левом верхнем углу), определяют как наименьшие из двух величин несущих способностей по изгибу перемычки и простенка, образующих этот угол.

В случае локального разрушения поперечной стены, примыкающей к углу здания, панель наружной стены может разрушиться по схеме поворота жесткого диска (см. рис. 9, а); при этом работа внутренних сил будет определяться прочностью сдвиговой связи этой панели с вышележащим перекрытием (V) и растянутой связи с соседней фасадной панелью (S)

$$W_{w,ex} = (S + V)h/l. \quad (24)$$

Из двух возможных значений $W_{w,ex}$, определенных по формулам (23) и (24), в дальнейших расчетах учитывается меньшее.

15. Для учета сопротивления наружной стены прогрессирующему обрушению прежде всего необходимо убедиться в том, что она «несет сама себя», то есть проверить условие

$$R_{w,ex} = W_{w,ex} - U_{w,ex} > 0, \quad (25)$$

в котором работа внешних сил $U_{w,ex}$ определяется по формуле (11).

В тех случаях, когда условие (25) не выполняется ($R_{w,ex} < 0$), весь дальнейший расчет проводится точно так же, как для зданий с продольными ненесущими стенами из легких небетонных материалов — по рекомендациям пп. 8 — 11 с той лишь разницей, что во всех соотношениях работа $U_{w,ex}$ заменяется величиной $R_{w,ex}$. Если же условие (25) выполняется, то дальнейший расчет определяется конструктивным решением сопряжения плит перекрытий и наружной продольной стены.

Если плиты перекрытия не заведены в наружную стену, необходимо, чтобы прочность соединения внутренней панели поперечной стены и нацелен наружных стен при их взаимном сдвиге (S_4) удовлетворяла условию

$$S_4 W > R_{w,ex} \quad (28)$$

В этом случае проверка возможности прогрессирующего обрушения проводится последовательно по рекомендациям пп. 8 — 11 со следующими незначительными изменениями:

в соотношениях (4) и (12) работа $U_{w,ex}$ заменяется величиной — $R_{w,ex}$;

в формулах (16), (17) принимается, что $U_{w,ex} = S_4 W_{w,ex}$;

в формуле (19) принимается $U_{w,ex} - S_4 (w_{w,ex} - w_{w,im}) = -R_{w,ex}$.

Если плиты перекрытий заведены в наружную стену, то сдвиговая связь между внутренней поперечной и продольной наружной стенами может не ставиться ($S_4 = 0$), и для оценки защиты здания от прогрессирующего обрушения проверяются лишь условия (4) и (12) при

$$U_{w,ex}^i = -R_{w,ex}^i - W_{p,bor}^i, \quad (27)$$

где $W_{p,bor}^i$ — дополнительная работа плит перекрытий, связанная с изломом их внешнего края, заведенного в наружную стену; эта работа зависит от типа рассматриваемого механизма прогрессирующего обрушения.

Сопротивление внешнего края плиты перекрытия, заведенного в наружные стены, создает дополнительную работу внутренних сил, вычисляемую для механизма обрушения первого типа (см. рис. 10, а) для i -й плиты

$$W_{p,bor}^i = \frac{M'_{1i}}{L_i l_i d_i} \left[e_i^2 + \frac{e_i s_i (l_i - e_i)}{l_i - s_i} \right] + M'_{2i} \frac{(l_i - e_i)^2 + e_i^2}{l_i^2 d_i} + \frac{M_{1i} s_i (l_i - e_i) + e_i^2}{L_i l_i d_i} + M_{2i} \frac{s_i (l_i - e_i) + e_i (l_i - s_i)}{l_i^2 d_i}, \quad (28)$$

где e_i, d_i, S_i — привязки краевых шарниров в плите, а остальные величины те же, что в (9).

Для механизма обрушения второго типа

$$W_{pi, bor}^{II} = \left[M'_{li} \frac{l_i s_i^2 + e_i L_i d_i}{L_i l_i d_i (l_i - e_i)} + \frac{M'_{2i}}{l_i} \left(\frac{l_i - e_i}{d_i} - \frac{e_i}{L_i} \right) + \frac{s_i}{d_i} \left(\frac{M_{li}}{L_i} + \frac{M_{2i}}{l_i} \right) \right] W_i. \quad (29)$$

При использовании формулы (27) следует помнить, что она применима только при $R_{w,ex} > 0$, то есть при $U_{w,ex} = -(R_{w,ex} + W_{p,bor}) < 0$.

При проверке невозможности обрушения одних лишь плит перекрытий по формулам (16), (17) принимать $U_{w,ex} = S_4 W_{w,ex} = 0$.

В формуле (19) при этом принимается:

если $S_7 W > R_{w,ex}$, то $U_{w,ex} = -R_{w,ex}$;

если $S_7 W \leq R_{w,ex}$, то $U_{w,ex} = S_7 W$; $W_{w,ex} = 0$, (30)

где S_i — несущая способность связи растяжения между наружной стеной и перекрытием.

Пример расчета устойчивости конструкций против прогрессирующего обрушения при аварийных воздействиях применительно к 9-этажным крупнопанельным домам

1. Исходные данные. Конструктивная система здания — поперечно-стеновая со смешанным (600 + 300 см) шагом поперечных несущих стен (рис. 11). Высота этажа $h_f = 280$ см. Наружные стены толщиной 35 см однослойные керамзитобетонные, в шаге 600 см — двухмодульные, в шаге 300 см — одномодульные; внутренние стены толщиной 16 см из тяжелого бетона В15 (рис. 12 и табл. 3). Плиты перекрытий сплошные толщиной 16 см из тяжелого бетона В15 и В20, армированного нижней сеткой.

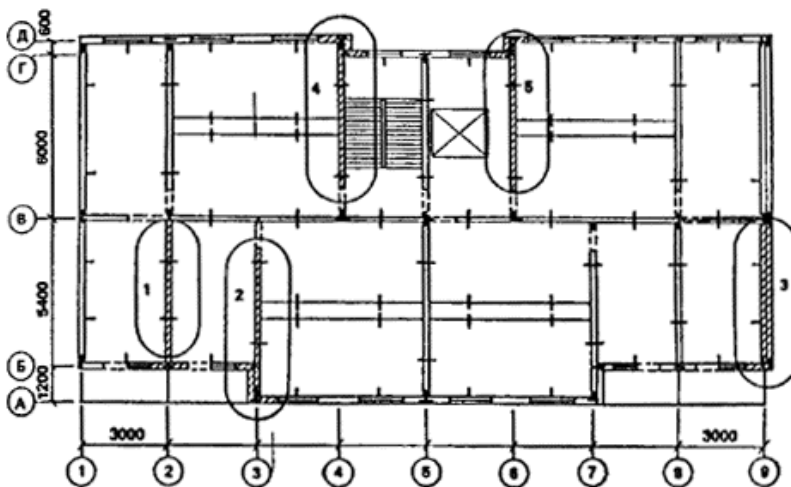
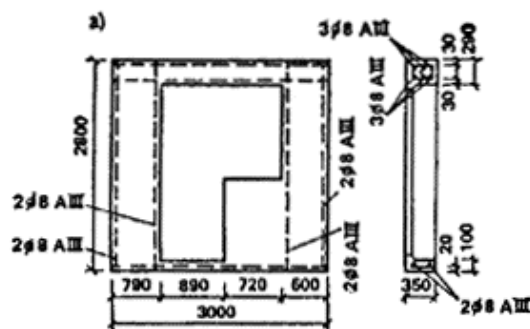


Рис. 11. Фрагмент жилого дома



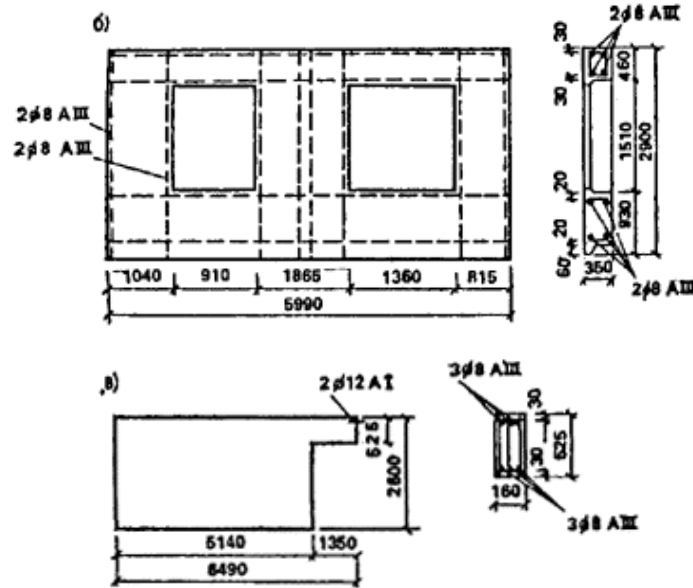


Рис. 12. Стеновые панели

Характеристика панелей	Обозначение	Единица измерения	Наружные стены	Внутренние стены	Плиты перекрытий	
					П1	П2, П3
Класс бетона	B_b	—	B7,5	B15	B15	B20
Нормативное сопротивление бетона осевому сжатию	R_{bn}	МПа	5,5	11	11	15
Нормативное сопротивление бетона осевому растяжению	$R_{bt,n}$	МПа	0,7	1,15	1,15	1,4
Коэффициенты условий работы	γ_{b1}	—	1,25	1,25	1,25	1,25
Голщина панели	t_w	мм	350	160	160	160

Нормативные нагрузки на перекрытия: постоянная нагрузка $g = 5,8 \text{ кН/м}^2$; длительная (часть временной нагрузки) $q_l = 0,5 \text{ кН/м}^2$. Всего $q = (g + q_l) = 6,3 \text{ кН/м}^2$.

Нормативная нагрузка на лоджии $g_l = 0,6 \text{ кН/м}^2$.

Расчет производится по прил. 1. Несущие способности элементов определяют по СНиП 2.03.01—84. Наиболее опасные случаи расположения гипотетических локальных разрушений на плане здания в соответствии с п. 7 показаны на рис. 11. Здесь для примера рассмотрены схемы разрушений № 1 и № 2.

2. Проверка устойчивости здания при локальном разрушении его несущих конструкций по схеме № 1. (рис. 13). Рассматривается обрушение конструктивной ячейки в осях 1 — 3 и Б — В i -го этажа. Первично разрушается панель внутренней стены по оси 2 между осями Б и В и примыкающие к ней простенки панелей наружных стен по оси Б. Проверяется невозможность обрушения зависших над локальным разрушением конструкций перекрытий и стеновых панелей. Прогрессирующему обрушению в данном случае сопротивляются на каждом этаже две плиты П1; связи растяжения второго типа, соединяющие внутреннюю поперечную стену с продольной внутренней стеной; связи сдвига между наружными стенами и внутренней; две наружные стеновые панели, разрушающиеся как рамы с образованием четырех пластических шарниров (см. п. 14).

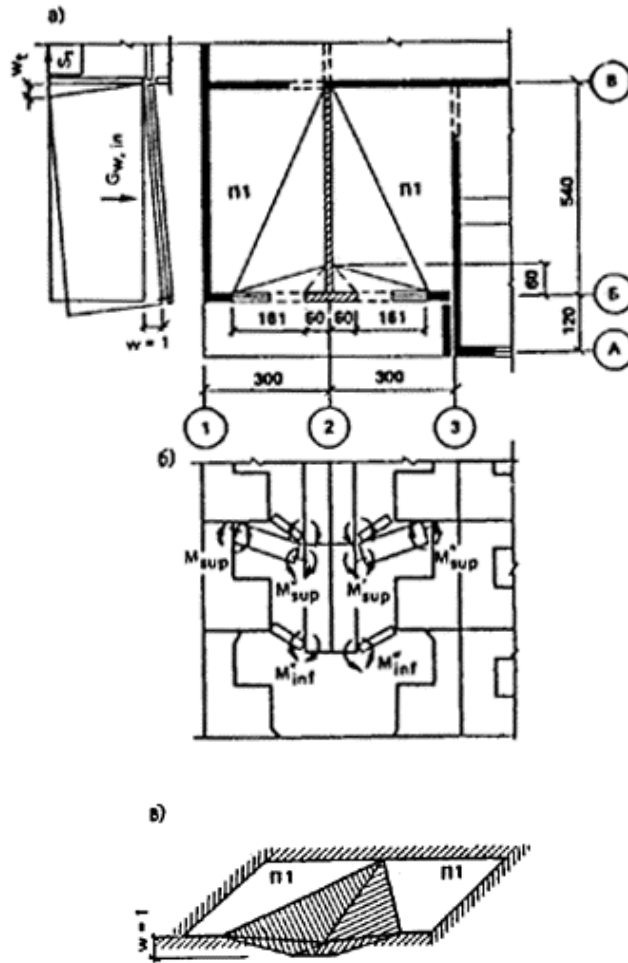


Рис. 13. 1-я схема излома элементов фрагмента

2.1. Расчет несущей способности отдельных сечений конструктивных элементов.

2.1.1. Панель наружной стены НС1. Расчетное сопротивление материалов определяют по указаниям п. 3 настоящего приложения.

Бетон: $R_{bn} \gamma_{b2} \gamma_{b3} / \gamma_b = 5,5 / 1,15 \cdot 1,15 \cdot 1,25 = 6,9$ МПа; $R_{bt} = R_{bt,n} \gamma_{b2} \gamma_{b3} \gamma_b = 0,7 \cdot 1,15 / 1,25 \cdot 1,25 = 0,805$ МПа.

Арматура диаметром 8 мм класса А-III $R_s = 390 / 1,05 \cdot 1,1 = 408$ МПа.

Верхняя перемычка

Несущая способность по изгибу верхней перемычки определяется по СНиП 203.01—84 при $A_s = 1,508$ см² (3 стержня диаметром 8 мм из стали класса А-III); $b = 35$ см; $h = 29$ см; $h_o = 29 - 3 = 26$ см.

Сечение симметричное.

Высота сжатой зоны $x = (R_s A_s) / (R_b b) = (408 \cdot 150,8) / (6,9 \cdot 350) = 25,5$ мм

Несущая способность сечений $M_1 = M_2 = R_b b x (h_o - 0,5x) = 6,9 \cdot 350 \times 25,5(260 - 0,5 \cdot 25,5) = 15,2 \cdot 10^6$ Н·мм = 15,2 кН·м.

Невозможность хрупкого разрушения элементов наружной панели проверяется в соответствии с требованиями п. 5. При разрушении наружной стены так, как показано на рис. 13, б, величина поперечной силы, соответствующей возникновению предельных изгибающих моментов в верхней перемычке с коэффициентом 1,5, равна: $Q = 1,5(M_1 + M_2) / l_{in} = 1,5(15,2 + 15,2) / 1,61 = 28,3$ кН.

Поперечное армирование составляют хомуты из 3 стержней диаметром 5 мм из стали класса Вр-1, шаг $s = 200$ мм: $A_s = 0,59$ см²; $R_{sw} = 395 / 1,2 \cdot 1,1 \cdot 0,8 \cdot 0,9 = 261$ МПа.

Прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами проверяется из условия: $Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_o^2 \mu_w = A_{sw} / (bs) = 59 / (350 \times 200) = 0,00084$; $a = E_s / E_b = (17 \cdot 10^4) / (16 \cdot 10^3) = 10,6$; $\varphi_{w1} = 1 + 5a\mu_w = 1 + 5 \cdot 10,6 \cdot 0,00084 = 1,04$;

$\beta = 0,02$; $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,02 \cdot 6,9 = 0,862$; $0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_o = 0,3 \cdot 1,04 \cdot 0,862 \cdot 6,9 \cdot 350 \cdot 260 = 169\,000 \text{ Н} = 169 \text{ кН} > 28,3 \text{ кН}$.

Условие прочности выполняется.

Прочность по наклонной трещине проверяем по условию $Q \leq Q_b + Q_{sw}$, где $Q_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2 / c$, $\varphi_{b2} = 1,9$; $\varphi_f = 0$; $\varphi_n = 0$; $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1$.

Проверка производится дважды: для $c = 200 \text{ мм}$ и для c_o . $c = 200 \text{ мм}$, $Q_{sw} = 0$; $Q_b = (1,9 \cdot 0,805 \cdot 350 \cdot 260^2) / 200 = 180,9 \cdot 10^3 = 180,9 \text{ кН} > 28,3 \text{ кН}$.

Условие прочности выполняется.

$c_o = \sqrt{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_o^2 / q_{sw}}$, где $q_{sw} = (R_{sw} A_{sw}) / S = (261 \cdot 59) / 200 = 77 \text{ Н/мм}$;

$c_o = \sqrt{(1,9 \cdot 0,805 \cdot 350 \cdot 260^2) / 77} = 686 \text{ мм}$; $Q_{sw} = q_{sw} c_o = 77 \cdot 686 = 52822 \text{ Н} = 52,8 \text{ кН}$; $Q_b = (1,9 \cdot 0,805 \cdot 350 \cdot 260^2) / 686 = 527,52 \text{ Н} > 52,8 \text{ кН}$; $Q_b + Q_{sw} = 52,8 \cdot 2 = 105,6 \text{ кН}$; $28,3 \text{ кН} < 105,6 \text{ кН}$.

Условие прочности выполняется.

Нижняя перемычка

Предельные изгибающие моменты для нижней перемычки определяются аналогично.

Нижняя арматура 2 стержня диаметром 8 мм из стали класса А-III $A_s = 1,005 \text{ см}^2$; $h = 10 \text{ см}$; $h_o = 8 \text{ см}$; $l_{inf} = 0,89 \text{ м}$; $M_I = 2,9 \text{ кН·м}$.

Верхней арматуры в перемычке нет, $M_2 = 0$. $Q = (1,5 \cdot 2,9) / 0,89 = 4,9 \text{ кН}$.

Поперечная арматура отсутствует.

Условие прочности: $Q \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2$, где $\varphi_{b3} = 0,5$; $\varphi_n = 0$; $\varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2 = 0,5 \cdot 1 \cdot 0,805 \cdot 350 \cdot 80 \cdot 10^{-3} = 11,3 \text{ кН}$. $4,9 < 11,3$.

Условие прочности выполняется.

Простенки

Несущая способность по изгибу простенков заведомо больше, чем перемычек, так как высота сечения более узкого простенка вдвое больше высоты сечения верхней перемычки при соотношении площадей арматуры 1 : 5.

Проверка прочности простенков по поперечной силе дает удовлетворительные результаты и здесь не приводится.

Предельные изгибающие моменты, действующие в угловых шарнирах рамы наружной панели НС1, принимаются из расчета перемычек по изгибу: $M'_{sup} = M''_{sup} = 15,2 \text{ кН·м}$; $M''_{inf} = 2,9 \text{ кН·м}$; $M'_{inf} = 0$.

2.1.2. Несущая способность сечений плиты перекрытия П1.

Плиты перекрытий П1 железобетонные (см. табл. 3) размером на комнату, запроектированные на работу при опирании по четырем сторонам, верхней арматуры не имеют, несущая способность их сечений по изгибу при растяжении верхних волокон равна нулю: $M'_1 = M'_2 = 0$.

Несущая способность поперечного сечения плиты П1 по изгибу при растяжении нижних волокон при изгибе вдоль короткой стороны определяется по СНиП 2.03.01—84 при $b = 540 \text{ см}$; $h_o = 14 \text{ см}$; $A_s = 10,05 \text{ см}^2$ (20 стержней диаметром 8 мм из стали класса А-III); $R_s = 405 \text{ МПа}$, бетон класса В15, $R_b = 3,8 \text{ МПа}$ и равна $M_I = 49,4 \text{ кН·м}$.

Несущая способность сечения при изгибе вдоль длинной стороны определяется при $b = 300 \text{ см}$, $h = 16 \text{ см}$; $h_o = 14,7 \text{ см}$; $A_s = 1,76 \text{ см}^2$ (14 стержней диаметром 4 Вр-1), $R_s = 370 \text{ МПа}$ и равна $M_2 = 9,7 \text{ кН·м}$.

2.1.3. Несущая способность связей.

а) Связи сдвига третьего типа в конструкции отсутствуют, то есть $S_3 = 0$.

б) Связь растяжения второго типа между внутренними стенами состоит из двух стержней диаметром 12 мм из стали класса А-I ($A_{st} = 2,26 \text{ см}^2$) с расчетным сопротивлением $R_s = 235 / 1,1 \cdot 1,1 = 235 \text{ МПа}$.

Несущая способность связи $S_2 = 235 \cdot 2,26 = 53110 \text{ Н} = 53,1 \text{ кН}$.

2.2. Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения первого типа.

Поскольку плиты перекрытий заведены в стены, а внутренняя поперечная стена не имеет дверного проема, первый механизм обрушения невозможен (см. п. 8 настоящего приложения).

2.3. Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения второго типа.

Расчет производится в соответствии с пп. 9 (см. рис. 13), 13 — 15 настоящего приложения.

2.3.1. Анализ сопротивления наружных стен. Поскольку в данном примере рассматривается здание с наружными стенами из железобетонных панелей, в соответствии с указаниями п. 14, расчет следует начинать с оценки сопротивления, прогрессирующему обрушению панелей наружных стен и лишь после этого переходить к проверке возможности образования различных типов механизмов прогрессирующего обрушения, изложенной в пп. 8 — 11.

Оценка сопротивления наружных стеновых панелей прогрессирующему обрушению производится по формулам (22), (23).

Слева и справа одинаковые панели НС 1, их разрушение одинаково, предельные изгибающие моменты приняты по п. 2.1.1: $M'_{sup} = M''_{sup} = 15,2$ кН·м; $M'_{inf} = 2,9$ кН·м; $M''_{inf} = 0$; $l_{sup} = 1,61$ м; $l_{inf} = 0,89$ м; $w = 1$.

Работа внутренних сил определяется по формуле (23): $W'_{w,ex} = W''_{w,ex} = (15,2 \cdot 2/1,61 + 2,9/0,89)1 = 22,1$ кН, $W_{w,ex} = 2 \cdot 22,1 = 44,2$ кН.

Работа сил веса определяется по формуле (11) при $G'_{w,ex} = G''_{w,ex} = 26,6$ кН; $U_{w,ex} = 2 \cdot 0,5 \cdot 26,6 \cdot 1 = 26,6$ кН.

Проверяется условие (25): $R_{w,ex} = W_{w,ex} - U_{w,ex} > 0$, $R_{w,ex} = 44,2 - 26,6 = 17,6$ кН > 0 .

Условие выполнено.

2.3.2. Сопротивление обрушению плит перекрытий. Плиты перекрытий заведены в наружные стены, поэтому для них определяется сопротивление их внешнего края по п. 15. Левая и правая плиты одинаковы, схемы излома их также одинаковы и показаны на рис. 13, в. Изгибающие моменты, воспринимаемые сечениями плиты П1, принимаются по п. 2.1.2: $M'_1 = M'_2 = 0$; $M_1 = 49,4$ кН·м; $M_2 = 9,7$ кН·м.

Сопротивление внешнего края плиты перекрытия, заведенного в наружные стены, подсчитывается по формуле (29) настоящего приложения, которая в случае $M'_1 = M'_2 = 0$ принимает вид $W^{II}_{pi,bor} = s_i(M_{1i}/L_i + M_{2i}/l_i)w_i/d_i$, тогда при $s_1 = s_2 = 0,6$ м и $d_1 = d_2 = 1,61$ м для каждой плиты получим:

$W^{II}_{p1,bor} = W^{II}_{p2,bor} = 0,6/1,61(49,4/5,4 + 9,7/3) \cdot 1 = 4,6$ кН; $W^{II}_{p,bor} = W^{II}_{p1,bor} + W^{II}_{p2,bor} = 2 \cdot 4,6 = 9,2$ кН.

Теперь по формуле (27) определяем $U_{w,ex} = -R_{w,ex} - W_{p,bor} = -17,6 - 9,2 = -26,8$ кН·м и далее весь расчет производится в соответствии с требованиями п. 9.

Работа внутренних и внешних сил на перемещениях плит перекрытий подсчитывается по формулам (15): $W^{II}_{p1} = W^{II}_{p2} = 0$ при

$$M'_{11} = M'_{12} = M'_{21} = M'_{22} = 0; U^{II}_{p1} = U^{II}_{p2} = \frac{1}{6}qL(l - e)u =$$

$$= \frac{1}{6}6,3 \cdot 5,4 \times (2,21 \cdot 1) = 12,5 \text{ кН}; U^{II}_p = 2 \cdot 12,5 \text{ кН}.$$

2.3.3. Работа связей определяется по формуле (13), которая при $S_3 = 0$ примет вид: $W^{II}_t = S_2 y_2 / L$.

В п. 2.1.3 определено $S_2 = 53,1$ кН; $y_2 = 2,6$ м (высота стены); $L = 5,4$ м; $W^{II}_t = 53,1 \cdot 2,6/5,4 = 25,5$ кН.

2.3.4. Работа поперечной внутренней стены. Панель внутренней стены поворачивается как жесткий диск, при этом работа сил веса определяется по формуле (14) $U^{II}_{w,in} = G_{w,in}x/L + G_I$, где $G_{w,in} = 54,9$ кН; $G_I = 2,2$ кН; $x = 0,5L$; $U^{II}_{w,in} = 54,9 \cdot 0,5 + 2,2 = 29,7$ кН.

2.3.5. Проверка общего условия невозможности образования механизма второго типа. Проверка производится по формуле (12)

$$W^{II}_t + W^{II}_p > U^{II}_{w,in} + U^{II}_p + U_{w,ex}; W^{II}_t + W^{II}_p = 25,5 \text{ кН};$$

$$U^{II}_{w,in} + U^{II}_p + U_{p,ex} = 29,7 + 25 - 26,8 = 27,9 \text{ кН} > 25,5 \text{ кН}.$$

Условие равновесия не выполняется. Необходимо или усилить связь второго типа, или поставить связи третьего типа.

В последнем случае необходимая несущая способность связей с учетом формулы (13) определяется $S_3 = (27,9 - 25,5)L/h = (2,4 \cdot 5,4)/2,6 = 5$ кН, что соответствует площади сечения стержня из стали А-І $A_s = 5 \cdot 10/235 = 0,21$ см².

2.4. Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения третьего типа.

Проверка производится в соответствии с п. 10. Для третьего механизма обрушения рассматривается обрушение одних только плит перекрытий, расположенных непосредственно над выбитыми панелями, защемление плит в этих панелях не реализуется и в соответствии с требованиями п. 15 настоящего приложения в формулах (16) и (17) нужно принимать $U_{w,ex} - S_4 w_{w,ex} = 0$. Тогда формула (16) примет вид: $W^{II}_p \geq U^{II}_p$, где $W^{II}_p = 0$, $U^{II}_p = 25$ кН (см. п. 2.3.2).

Условие (16) не выполняется ($0 < 25$), следовательно, необходимо установить связи растяжения между плитой и вышерасположенной стеной. При установке на внешнем углу каждой плиты связи диаметром 10 мм из стали класса А-І получим $S_5 = 18,4$ кН, $x_5 = L$, $w = 1$. Тогда проверяется условие (17), которое при $W^{II}_p = 0$ и $U_{w,ex} - S_4 w_{w,ex} = 0$ запишется $W^{III}_t \geq U^{II}_p$, где $W^{III}_t = nS_5 x_5 w / L = 2 \cdot 18,4 = 36,8$ кН > 25 кН, условие необрушения соблюдается.

2.5. Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения четвертого типа. Так как внутренняя поперечная стена не имеет проемов, а плиты перекрытий заведены в стены, этот механизм обрушения невозможен (см. п. 11).

3. Проверка устойчивости здания при локальном разрушении его несущих конструкций по схеме № 2. Рассматривается обрушение конструктивной ячейки в осях 2 — 5 и А — В (рис. 14) на i -м этаже здания. Первично

разрушается панель внутренней стены по оси 3 между осями А и В и примыкающие к ней два простенка наружных стен по осям А и Б. Проверяется невозможность обрушения зависших над этим локальным разрушением конструкций перекрытий и стеновых панелей. Прогрессирующему разрушению в данном случае сопротивляются на каждом этаже панель внутренней стены; связи сдвига и растяжения, соединяющие ее с внутренними продольными стенами; плиты перекрытий слева и справа от оси 3; наружные стены и связи сдвига между наружными стенами и панелью внутренней стены.

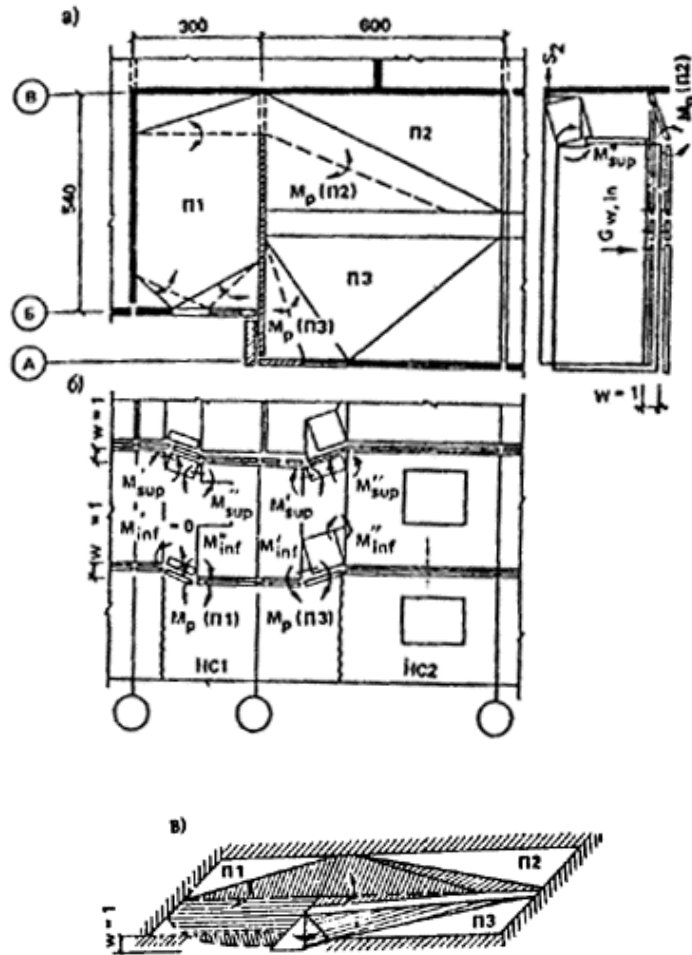


Рис. 14. 2-я схема излома элементов фрагмента

3.1. Расчет несущей способности отдельных сечений конструктивных элементов.

3.1.1. Панель наружной стены НС1. Несущие способности сечений панели при изломе ее (как рамы с четырьмя пластическими шарнирами) примем по результатам расчета, приведенного в п. 2.1.1: $M'_{sup} = M''_{sup} = 15,2$ кН·м; $M'_{inf} = 2,9$ кН·м; $M''_{inf} = 0$.

3.1.2. Панель наружной стены НС2. Панель двухмодульная, при потере одной опоры работает как рама с образованием четырех пластических шарниров.

Предельные изгибающие моменты в сечениях верхней перемычки. При $R_b = 12,6$ МПа; $R_s = 405$ МПа; $A_s = 1,01$ см²; $b = 35$ см, $h = 46$ см определяют по аналогии с перемычками панели НС1, и равны $M_1 = M_2 = 17,3$ кН·м.

Предельные изгибающие моменты в сечениях подоконной перемычки при $A_s = 1,01$ см²; $b = 35$ см, $h = 87$ см, равны $M_1 = M_2 = 34,5$ кН·м.

Несущая способность простенков по изгибу заведомо больше, чем перемычек, так как при одинаковом с перемычкой армировании они имеют большую высоту сечения.

Проверка возможности разрушения панели от действия поперечной силы производится так, как это показано в расчете панели НС1. Здесь этот расчет не приводится, он дает удовлетворительный результат.

Предельные изгибающие моменты, действующие в угловых шарнирах рамы, равны $M'_{w,sup} = M''_{w,sup} = 17,3 = 17,3$ кН·м; $M'_{w,inf} = M''_{w,inf} = 34,5$ кН·м.

3.1.3. Плиты перекрытий. Предельные моменты в сечениях плиты П1 принимаются из расчета, приведенного в п. 2.1.2: $M'_{11} = M'_{21} = 0$; $M_{11} = 49,4$ кН·м; $M_{21} = 9,7$ кН·м.

Плита перекрытия П2 не имеет верхней арматуры, следовательно $M'_{12} = M'_{22} = 0$. При характеристиках $h = 16$ см, бетон класса М20, $R_b = 18,8$ МПа определяют несущие способности сечений.

Изгиб вдоль короткой стороны: $b = L = 600$ см, $h_o = 14,5$ см, $A_s = 6,09$ см² (31 стержень диаметром 5мм из проволоки класса Вр-I); $R_s = 362$ МПа, $M_{12} = 32,1$ кН·м. Изгиб вдоль длинной стороны: $b = l = 300$ см; $h_o = 13$ см; $A_s = 35,41$ см² (23 стержня диаметром 14 мм из стали класса А-III); $R_s = 405$ МПа; $M_{22} = 150,4$ кН·м.

Плита перекрытия П3 по размерам, классу бетона, высоте сечения и армированию аналогична плите П2, следовательно несущие способности по изгибу ее сечений равны $M'_{13} = M'_{23} = 0$; $M_{13} = 32,1$ кН·м; $M_{23} = 150,4$ кН·м.

3.1.4. Панель внутренней стены. Прочность по изгибу сечения перемычки — «флажка» определяется по аналогии с сечениями перемычек наружных стен при характеристиках: $h = 52,5$ см; $R_b = 13,8$ МПа; $b = 16$ см; $A_s = 1,508$ см², $R_s = 405$ МПа. Предельный изгибающий момент $M''_{sup} = 29,7$ кН·м.

Прочность сдвиговой связи S_l определяется по рекомендациям п. 5.36 и формуле (124). Пособия: $S_l = \eta_{fr} R_s A_{s,tr}$, где $\eta_{fr} = 0,7$; $R_s = 235$ МПа, $A_{s,tr} = 2,260$ см² (2 стержня диаметром 12 мм из стали класса А-I), $S_l = 0,7 \cdot 235 \cdot 2,26 \cdot 10^{-3} = 37,2$ кН. Далее проверяется условие (6) $S_l > 1,5 M''_{sup}/b$, $1,5 M''_{sup}/b = 1,5 \cdot 29,7/1,35 = 33$ кН < 37,2 кН, условие удовлетворяется.

Прочность горизонтальной связи растяжения определяет прочность левого опорного сечения перемычки. Рассмотренная в предыдущем пункте связь при работе на растяжение имеет прочность $S_2 = 235 \cdot 0,226 = 53$ кН. Сопротивление изгибу левого сечения перемычки $M'_{sup} = S_2 h_o = 53(52,5 - 1,5) = 27$ кН·м. Здесь принимается, что прочность анкеровки связи и прочность примыкающей стены не менее прочности связи на растяжение. Нижняя перемычка в проеме отсутствует и $M'_{inf} = M''_{inf} = 0$.

3.1.5. Связи сдвига четвертого типа

Эти связи соединяют наружные панели с внутренней стеной. Прочность каждой связи определяется по аналогии со связью сдвига S_l , при $A_{s,tr} = 1,13$ см²; $S_4 = 0,7 \cdot 235 \cdot 0,113 = 18,6$ кН.

3.2. Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения первого типа (см. рис. 14). Расчет производится в соответствии с п. 8 и с учетом пп. 13 — 15.

3.2.1. Анализ сопротивления наружных стен.

а) Схема разрушения левой панели НС1 отличается от описанной в 2.3.1 только величиной рабочего пролета надоконной перемычки. При расположении балконной двери ближе к обрушаемой внутренней стене, чем окно $l_{sup} = l_{inf} = 0,89$ м. Предельные изгибающие моменты приняты по п. 2.1.1 $M'_{sup} = M''_{inf} = 15,2$ кН·м; $M'_{inf} = 0$; $M''_{inf} = 2,9$ кН·м. По формуле (23) вычисляем $W'_{w,ex} = (5,2 \cdot 2/0,89 + 2,9/0,89) 1 = 37,4$ кН.

б) Наружная панель НС2 имеет оконный проем, где $l_{sup} = l_{inf} = 0,91$ м; предельные моменты приняты по п. 3.1.2 $M'_{sup} = M''_{sup} = 17,3$ кН·м; $M'_{inf} = M''_{inf} = 34,5$ кН·м; $w = 1$; по аналогии с НС1 вычисляется: $W''_{w,ex} = (2 \cdot 17,3 + 2 \cdot 34,5)/0,91 = 113,8$ кН.

в) Сумма работ внутренних сил наружных панелей вычисляется по формуле (22) $W_{w,ex} = W'_{w,ex} + W''_{w,ex} = 151,2$ кН.

Работа сил веса наружных стен определяется по формуле (11) п. 8, но так как панель НС2 двухмодульная, в формулу подставляется не полный вес панели, а половина его. Тогда: $U_{w,ex} = 0,5(G'_{w,ex} + 0,5G''_{w,ex}) = 0,5(26,6 + 0,5 \cdot 68,7) = 30,5$ кН.

Затем проверяется условие (25) $R_{w,ex} = W_{w,ex} - U_{w,ex} > 0$. $R_{w,ex} = 113,8 - 30,5 = 83,3$ кН > 0, условие выполнено.

3.2.2. Сопротивление обрушению плит перекрытий.

а) Левая плита перекрытий имеет характеристики: $M'_{11} = M'_{21} = 0$; $M_{11} = 49,4$ кН·м; $M_{21} = 9,7$ кН·м; $L = 5,4$ м; $t = 1,35$ м; $f = 0$. Для первого механизма обрушения сопротивление внешнего края определяется по формуле (28), которая в случае $M'_{11} = M'_{21} = 0$ принимает вид:

$$W_{p1, bor}^1 = \frac{M_{11} s}{L l d} \cdot \frac{(l - e)^2 + e^2}{l - e} + M_{21} \frac{s(l - e) + e(l - s)}{l^2 d} =$$

$$\frac{49,4 \cdot 1,32}{5,4 \cdot 3 \cdot 0,89} \cdot \frac{2,21^2 + 0,79^3}{2,21} + 9,7 \frac{1,32 \cdot 2,21 + 0,79 \cdot 1,68}{3^2 \cdot 0,89} =$$

$$= 16,4 \text{ кН}.$$

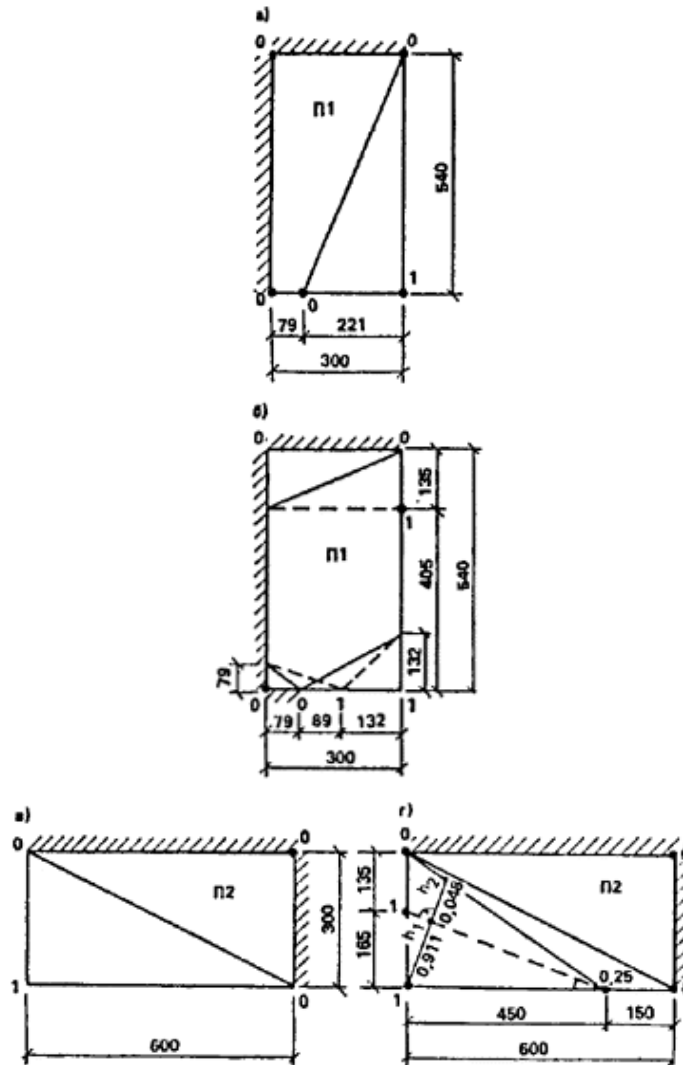
Здесь $s = 1,32$ м; $d = 0,89$; $e = 0,79$ м (рис. 15, б).

Работа внутренних и внешних сил на перемещениях плиты перекрытия П1 подсчитывается по формуле (9) при $M'_{11} = M'_{21} = 0$ $W'_{p1} = M_{21}/t = 97/1,35 = 7,2$ кН; $U'_{p1} = 0,5ql(L - 2/3t) = 0,5 \cdot 6,3 \cdot 3(5,4 - 2/3 \times 1,35) = 42,5$ кН.

б) Плита перекрытия П2 (см. рис. 15, в, з).

Так как в прил. 2 не рассматривается случай разрезки перекрытия в комнате на две и более плит, работа внутренних и внешних сил определяется по формулам п. 6 $W = \sum_i s_i w_i$; $U = \sum_i G_i u_i$.

Схема излома плиты П2 показана на рис. 15, з, пунктиром обозначен пластический шарнир с растяжением нижней арматуры. Направление этого шарнира выбрано таким, чтобы работа внутренних сил была минимальной. Из геометрических соотношений находим $h_1 = 1,55$ м; $h_2 = 1,03$ м; $a = 20,1^\circ$. Угол перелома плиты в пластическом шарнире $w = (0,911 - 0,048)/1,03 - (1 - 0,911)/1,55 = 0,781$ 1/м.



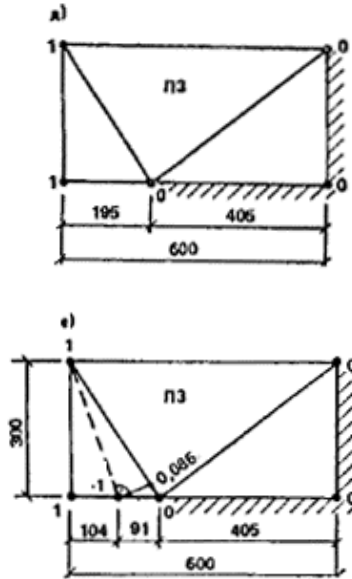


Рис. 15. Возможные схемы излома плит перекрытий

Предельный изгибающий момент в сечении по линии шарнира $M = M_{12}a_1 \cos a/L + M_{22}a_2 \sin a/l = 32,1/6 \cdot 4,5 \cdot \cos 20,1^\circ + 150,4/3 \cdot 1,65 \cdot \sin 20,1^\circ = 53,4$ кН·м. $W_{p2}^t = M_w = 53,4 \cdot 0,781 = 41,7$ кН. $U_{p2}^t = 1/6 \cdot 6,3[[4,5 \cdot 1,65(1 + 1 + 0,25) + 1,5 \cdot 3(0 + 0 + 0,25) + 1,35 \cdot 4,5(0 + 1 + 0,25)]] = 26,7$ кН.

в) Плита перекрытия ПЗ (см. рис. 15, д, е).

Армирование плиты ПЗ аналогично плите П2. Несущая способность поперечных сечений плиты по изгибу $M_{13} = 32,1$ кН·м; $M_{23} = 150,4$ кН·м. Пластические шарниры проходят через края оконного проема в наружной стене (рис. 15, е). Пластический шарнир с растяжением нижних волокон возникает в плите из-за ее защемления в наружных стенах, поэтому работа внутренних сил на перемещениях этого шарнира относится к сопротивлению внешнего края. Из геометрических соотношений $h = 0,787$ м; $w = 1,161$ /м; $a = 70,9^\circ$. Так же, как и для плиты П2, вычисляется $M = 144$ кН·м, а также величины $W_{p3,bor}^t$ и U_{p3}^t

$$W_{p3,bor}^t = M_w = 144 \cdot 1,16 = 167 \text{ кН}; U_{p3}^t = 34,5 \text{ кН·м.}$$

г) Величина W_{p4} для доборной плиты равна нулю, работа внешних сил определяется

$$U_{p4}^t = 0,5qLl = 0,5 \cdot 6,3 \cdot 6 \cdot 0,6 = 11,3 \text{ кН.}$$

д) Суммируя по всем плитам перекрытия ячейки, получим

$$W_{p,bor}^t = W_{p1,bor}^t + W_{p3,bor}^t = 16,4 + 167 = 183,4 \text{ кН,}$$

$$W_p^t = W_{p1}^t + W_{p2}^t = 7,2 + 41,7 = 48,9 \text{ кН,}$$

$$U_p^t = U_{p1}^t + U_{p2}^t + U_{p3}^t + U_{p4}^t = 42,5 + 26,7 + 34,5 + 11,3 = 115 \text{ кН.}$$

В соответствии с указаниями п. 15 по формуле (27) определяется $U_{w,ex}^t = -R_{w,ex}^t - W_{p,bor}^t = -83,3 - 183,4 = -266,7$ кН.

3.2.3. Работа поперечной внутренней стены. Предельные моменты в перемычке — «флажке» (см. п. 3.1.4 Пособия) $M'_{sup} = 27$ кН·м; $M''_{sup} = 37,2$ кН·м. При отсутствии нижней перемычки $M'_{inf} = M''_{inf} = 0$, и тогда формула (5) примет вид $W_{w,inf}^t = (M'_{sup} + M''_{sup})/b = (27 + 37,2)/1,35 = 42$ кН.

Вес панели $G_{w,in} = 55,5$ кН.

Нагрузка, передающаяся с лоджии $C_l = 14 + 0,6 \cdot 1,2 \cdot 3 \cdot 1/2 = 15,1$ кН, где вес стенки лоджии составляет 14 кН.

Работа внешних сил на единичном перемещении вычислим по формуле (7) $U_{w,in}^t = 70,6$ кН.

3.2.4. Проверка общего условия невозможности образования механизма первого типа. Проверка производится по формуле (4), которую в случае отрицательного значения $U_{w,ex}$ запишем в виде $W_{w,in}^t + W_p^t - U_{w,ex} \geq U_{w,in}^t + U_p^t$. Подставляя в эту формулу полученные выше значения, получим $42 + 48,9 + 266,7 > 70,6 + 115$; $357,6 > 185,6$, условие выполняется, обрушение конструкций по рассматриваемой схеме (механизм I типа) невозможно.

3.3. Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения второго типа (рис. 16). Расчет производится в соответствии с требованиями п. 9 и с учетом пп. 13 — 15, а также особенностей конструкции рассматриваемой ячейки.

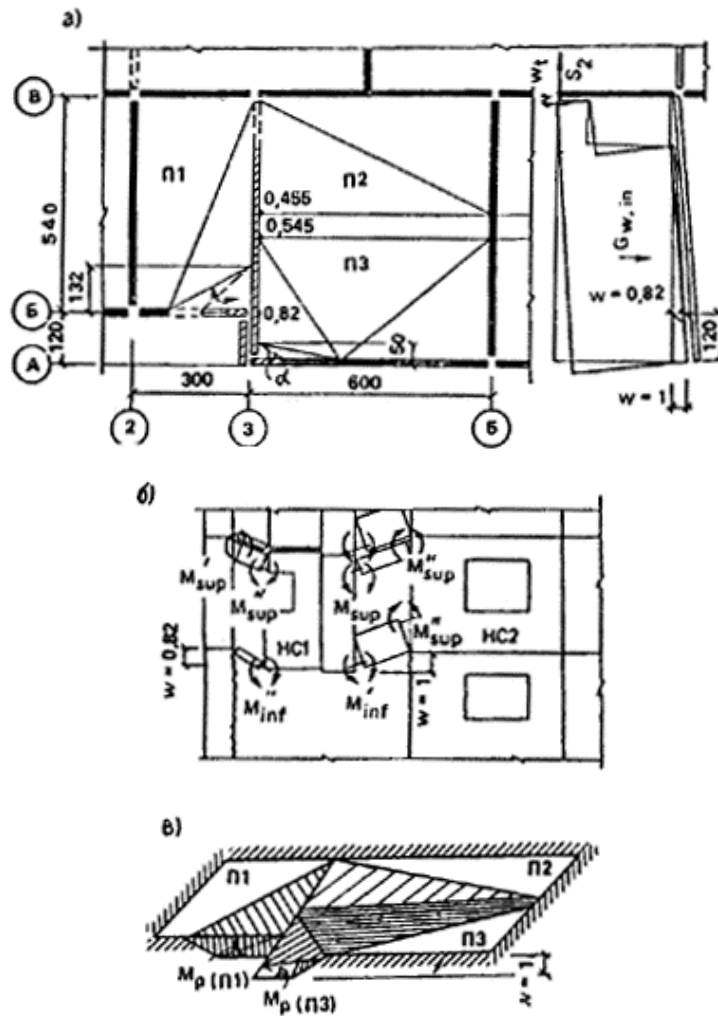


Рис. 16. 3-я схема излома элементов фрагмента

3.3.1. Анализ сопротивления наружных стен. Схемы излома наружных керамзитобетонных стен те же, что и для первого механизма обрушения с той только разницей, что перемещение левой панели HC1 равно $w'' = w \cdot L/L'' = 1 \cdot 5,4/6,6 = 0,82$.

Тогда, используя результат, полученный в п. 3.2.1а, определяем: $W'_{w,ex} = 37,4 \cdot 0,82 = 30,7$ кН.

Для правой наружной панели $w = 1$, значит, как и в п. 3.2.1б $W'_{w,ex} = 113,8$ кН; $W'_{w,ex} = 30,7 + 113,8 = 144,5$ кН.

При подсчете работы сил веса, учитывая, что перемещение HC1 $w_1 = 0,82$, получим $U_{w,ex} = 0,5(26,6 \cdot 0,82 + 0,5 \cdot 68,7) = 28,1$ кН; $R_{w,ex} = 144,5 - 28,1 = 116,4$ кН > 0.

3.3.2. Сопротивление обрушению плит перекрытий.

а) Сопротивление внешнего края левой плиты П1 определяется по формуле (29), которая при $M'_{11} = M'_{21} = 0$ имеет вид

$$W''_{p,bor} = s/d(M_{11}/L + M_{21}/l)w' = 1,32/0,89 (49,4/5,4 + 9,7/3) 0,82 = 15,1 \text{ кН.}$$

Работа внутренних и внешних сил, приложенных к плите П1, принимается из расчета, изложенного в п. 2.3.2, при $w = 0,82$, $W''_{p1} = 0$; $U''_{p2} = 0,82 \cdot 12,5 = 10,2$ кН.

б) Плита П2 разрушается с образованием одного пластического шарнира с растяжением верхних волокон (см. рис. 16). Так как верхней арматуры в плите нет, $W''_{p2} = 0$. $U''_{p2} = 1/6 \cdot 6,3 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 0,455 = 8,6$ кН.

в) Разрушение плиты ПЗ показано на рис. 16, з, пластический шарнир с растяжением нижних волокон определяет сопротивление внешнего края перекрытия, заведенного в наружную стену. Из геометрических соотношений определяют величины $w = 1,42$ 1/м, и $a = 37,5^\circ$.

Предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением плиты по линии пластического шарнира, подсчитывается по формуле, приведенной в п. 3.2.2б и равен $M = 16,4$ кН. Тогда работы внешних и внутренних сил, приложенных к плите ПЗ, составят: $W_{p3, bor}^{II} = 42,3$ кН; $W_{p3}^{II} = 0$; $U_{p3}^{II} = 10$ кН.

г) Работа внешних сил на перемещениях доборной плиты $U_{p4}^{II} = 0,5(0,455 + 0,545)0,5 \cdot 6,0 \cdot 6,3 \cdot 0,6 = 5,7$ кН.

д) Сумма работ внутренних сил в плитах перекрытий ячейки составит $W_{p, bor}^{II} = 15,1 + 42,3 = 57,4$ кН; $W_p^{II} = 0$; $U_p^{II} = 10,2 + 8,6 + 10 + 5,7 = 34,5$ кН.

По формуле (27) определяем $U_{w, ex}^{II} = -R_{w, ex} - W_{p, bor}^{II} = -116,4 - 57,4 = -173,8$ кН.

3.3.3. Работа связей. Связей сдвига третьего типа между перекрытием и нижерасположенной внутренней стеной в конструкции нет, поэтому формула (13) принимает вид $W_t^{II} = S_2 y_2 / L$, где $S_2 = 53$ кН; $y_2 = 2,6$ м; $L = 6,6$ м; $W_t^{II} = 20,9$ кН.

3.3.4. Сопротивление внутренней стены. Работа внешних сил, приложенных к внутренней поперечной стене, вычисляется по формуле (14) при $G_{w, in} = 55,5$ кН; $G_t = 15,1$ кН, $L = 6,6$ м; $x = [15,14 \cdot 2,6(1,35 + 0,5 \cdot 5,14) + 0,5 \cdot 0,525 \cdot 1,35^2] / (5,14 \cdot 2,6 + 1,35 \cdot 0,525) = 3,75$ м.

$U_{w, in}^{II} = G_{w, in} x / L + G_t = 55,5 (3,75 / 6,6) + 15,1 = 46,6$ кН.

3.3.6. Проверка общего условия невозможности образования механизма второго типа. Проверка производится по формуле (12), которую в данном случае удобнее записать в виде $W_t^{II} - U_{w, ex}^{II} \geq U_{w, in}^{II} + U_p^{II}$; $20,9 + 173,8 > 46,6 + 34,5$; $200,7$ кН $>$ $81,1$ кН, условие выполняется. Обрушение конструкций по рассматриваемой схеме (механизм второго типа) невозможно.

3.4. Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения третьего типа. Как указывалось в п. 2.4, проверку устойчивости к прогрессирующему обрушению в данном случае нужно вести по формуле $W_p^{III} \geq U_p^{III}$.

В связи с тем, что перекрытие справа разрезано на три плиты, схемы разрушения этих плит отличаются от схем, описанных в прил. 2, поэтому условие (16) проверяется отдельно для каждой плиты.

а) Обрушение плиты П1 (см. рис. 15, а) рассмотрено в п. 2.4, проведенный расчет показал необходимость установки связи диаметром 10 мм прикрепляющей угол плиты к вышерасположенной стене.

б) Схема обрушения плиты П2 показана на рис. 15, в. Возникновение пластического шарнира в плите с растяжением верхней арматуры не вызывает работы внутренних сил из-за отсутствия верхней арматуры, то есть $W_{p2}^{III} = 0$. Работа внешних сил на перемещениях плиты $U_{p2}^{III} = 1/6 qLl = 18,9$ кН.

Условие устойчивости против обрушения $W_p^{III} \geq U_p^{III}$ не выполняется, так как $0 < 18,9$ и, следовательно, необходимо угол плиты прикрепить связью к вышерасположенной стене. При установке стержня диаметром 10 мм из стали класса А-I получаем $n = 1$; $S_5 = 18,4$ кН; $x_5 = L$, и тогда по формуле (17) проверяется условие необрушения плиты П2: $W_{t2}^{III} > U_{p2}^{III}$, где $W_{t2}^{III} = 18,4$ кН.

Таким образом, $18,4$ кН \approx $18,9$ кН, связь достаточна.

в) Аналогичным образом определяется необходимость установки связей пятого типа 2 стержня диаметром 10 мм из стали класса А-I в плите ПЗ; схема излома которой показана на рис. 15, д. Определив величины работ внутренних и внешних сил на перемещениях плиты ПЗ: $W_{p3}^{III} = 0$; $U_{p3}^{III} = 31,2$ кН, $W_{t3}^{III} = 2 \cdot 18,4 = 36,8$ кН, проверяем условие невозможности обрушения: $W_{t3}^{III} = 36,8$ кН $>$ $31,2$ кН, условие выполняется.

3.5. Проверка общего условия невозможности образования механизма четвертого типа.

3.5.1. Анализ сопротивления наружных стен. По указанию п. 15 настоящего приложения необходимо проверить условие $S_{iw} > R_{w, ex}$. Так как связи растяжения седьмого типа между наружными стенами и плитами перекрытий отсутствуют в конструкции, $S_{iw} = 0$, и упомянутое условие не выполняется; в соответствии с п. 15 в формуле (19) нужно принимать $U_{w, ex} = 0$, $W_{w, ex} = 0$.

3.5.2. Работа плит перекрытий. В связи с тем, что левое перекрытие разрезано на отдельные плиты, величины W_p^{IV} и U_p^{IV} вычисляются в соответствии со схемами излома элементов, показанными на рис. 17.

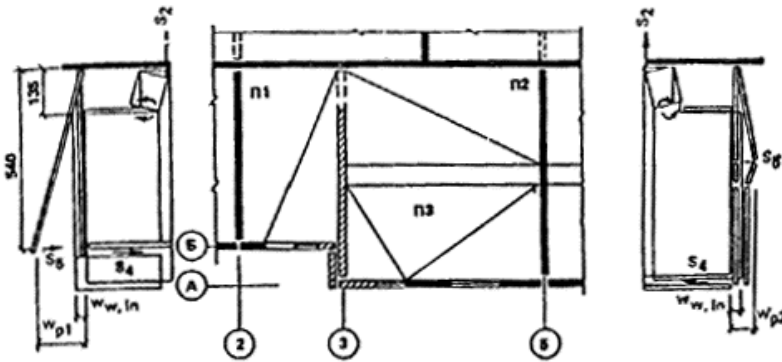


Рис. 17. 4-я схема излома элементов фрагмента

Все плиты перекрытий разрушаются с образованием верхних пластических шарниров, следовательно $W_p^{IV} = 0$.

Для подсчета работ внешних сил, приложенных к плитам перекрытий, из очевидных геометрических соотношений определяют их перемещения $w_{p1} = 1$; $w_{p2} = (0,25 \cdot 3)/1,35 = 0,56$; $w_{p3} = w_{w,in} = 0,25$. Далее определяют работу внешних сил на перемещениях каждой плиты перекрытия: $U_{p1} = 6,3 \cdot 5,4 \cdot 2,21 \cdot 1/6 = 12,5$ кН; $U_{p2} = 6,3 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 0,56/6 = 10,6$ кН; $U_{p3} = 6,3(3 \cdot 6 \cdot 0,25 + 1,95 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 0,25)/6 = 7,8$ кН; $U_{p4} = 0,5 \cdot 6,3 \cdot 0,6 \cdot 6 \cdot 0,5(0,25 + 0,56) = 3,2$ кН; $U_p^{IV} = 12,5 + 10,6 + 7,8 + 3,2 = 34,1$ кН.

3.5.3. Работа связей.

а) Сопротивление связей пятого типа (см. п. 3.4) $S_5 = 18,4$ кН.

Связи шестого типа в конструкции отсутствуют.

Работа внутренних сил при разрушении связей определяется по формуле (20)

$$W_t^{IV} = S_5 \sum_i w_i = S_5 [(w_{p1} - w_{w,in}) + (w_{p2} - w_{w,in})] =$$

$$= 18,4 \cdot [(1 - 0,25) + (0,56 - 0,25)] = 19,5 \text{ кН}.$$

б) Связи сдвига четвертого типа в конструкции представлены тремя стержнями диаметром 12 мм из стали класса А-I по одному стержню между внутренней стеной и каждой наружной панелью, а также между стенкой лоджии и внутренней стеной, несущая способность каждого стержня в соответствии с п. 3.1.5 равна 18,6 кН, тогда $S_4 = 18,6 \cdot 3 = 55,8$ кН.

Сопротивление внутренней стены

Из п. 3.2.3 принимается $W_{w,in}^I = 42$ кН; $U_{w,in}^I = 70,6$ кН.

3.5.4. Проверка общего условия невозможности образования механизма четвертого типа. Проверка производится по формуле (19), которая в случае равенства нулю величин W_p^{IV} , $U_{w,ex}$ и $w_{w,ex}$, принимает вид $(1 - c/L)W_{w,in}^I + W_t^{IV} \geq (1 - c/L)U_p^{IV} + U_p^{IV} - S_4 w_{w,in}$,

где $L = 5,4$ м; $L - c = 1,35$; $1 - c/L = 0,25$.

Подставляя вычисленные выше значения, получим

$$(1 - c/L)W_{w,in}^I + W_t^{IV} = 0,25 \cdot 42 + 19,5 = 30 \text{ кН};$$

$$(1 - c/L)U_p^I + U_p^{IV} - S_4 w_{w,in} = 0,25 \cdot 70,6 + 34,1 - 55,8 \cdot 0,25 = 37,7 \text{ кН} > 30 \text{ кН}.$$

Условие необрушения не выполняется, рекомендуется поставить связи шестого типа, несущая способность которых с учетом формулы (20) определяется

$$S_6 = L/(L - c) \cdot (37,7 - 30) = 30,8 \text{ кН}.$$

Обеспечить величину S_6 можно, например, поставив два стержня диаметром 10 мм из стали класса А-I.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ НИЖНИХ НЕЖИЛЫХ ЭТАЖЕЙ БЕСКАРКАСНЫХ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

1. В настоящем приложении рассмотрены особенности расчета сборных несущих конструкций нижних нежилых этажей жилых зданий, конструктивные решения которых рекомендованы разд. 2 настоящего Пособия.

2. Несущую систему конструкций нижних нежилых этажей рекомендуется рассчитывать совместно с опирающимися на них конструкциями верхних этажей. При расчете здания допускается из несущей системы выделять фрагмент, состоящий из конструкций подвала, техподполья, первого нежилого этажа, технического этажа и типового жилого этажа либо двух типовых этажей, по верху которых приложена нагрузка от веса конструкций вышерасположенных этажей и ветровая нагрузка на них.

При расчете зданий комбинированной системы с каркасными нижними этажами горизонтальные (ветровые) нагрузки рекомендуется передавать на стены лестнично-лифтовых узлов. При расчете зданий стеновой системы со встроенными нежилыми нижними этажами допускается в первом приближении усилия от горизонтальных нагрузок определять как для регулярной системы без учета изменения положения и размеров проемов в нижних этажах. После определения усилий от горизонтальной нагрузки каждая из стен (диафрагм жесткости) рассчитывается с учетом реальной схемы и расположения проемов.

При расчете рекомендуется учитывать, что для зданий высотой 12 этажей и менее, как правило, усилия от ветровых нагрузок не являются определяющим для назначения сечений конструкций и их армирования. Поэтому компоновку несущей системы зданий со встроенными нежилыми помещениями допускается выполнять исходя из вертикальных нагрузок.

3. Несущую систему конструкций нижних этажей рекомендуется рассчитывать с использованием метода конечного элемента (МКЭ). Расчет допускается выполнять в упругой стадии.

При использовании МКЭ рекомендуется:

модель разбивать на прямоугольные элементы так, чтобы размеры простенков и перемычки были кратны размерам сетки;

при арочных проемах дуги окружности заменять прямыми и вводить в углах треугольные плоские элементы;

платформенный стык моделировать в виде прямоугольных элементов с толщиной, равной средней толщине верхней и нижней панелей и модулем упругости, который является обратной величиной от податливости платформенного стыка на сжатие;

стойки каркаса моделировать связями конечной жесткости, которые учитывают также податливость основания;

в плоскую расчетную модель необходимо включать горизонтальные связи между конструкциями, расположенными вдоль одной оси, которые работают в нижнем этаже на растяжение, а выше — на сжатие, с их реальными жесткостными характеристиками;

при расчете стеновых систем в расчетной схеме необходимо учитывать податливость основания;

в зданиях с опиранием перекрытий по трем и четырем сторонам рекомендуется пользоваться для расчета пространственными расчетными схемами с включением стен поперечного и продольного направлений, учитывая связи на сдвиг конечной жесткости (между продольной и поперечной стеной) в уровне перекрытий, это позволит снизить нагрузку на простенок поперечной стены в уровне пола второго этажа, примыкающий к продольной стене, на 10 — 15 % в зависимости от конструкции;

при наличии оси симметрии в расчет включать часть поперечника до оси симметрии, учитывая работу отрезанной части выполнением краевых условий на оси симметрии.

4. Прочность конструкций встроенных этажей и их армирование рекомендуется проверять по интегральным значениям усилий в основных сечениях, полученным исходя из напряжений в этих сечениях.

5. При расчете зданий стеновой системы принимается, что основными сечениями, по которым необходима проверка прочности, являются горизонтальные опорные сечения в уровне пола первого и второго этажей, горизонтальные сечения по верху проемов и вертикальные сечения перемычек первого этажа в местах заделки и в середине пролета; горизонтальные стыки необходимо проверять на действие вертикального давления, перемычку — на растяжение в центре и поперечную силу в заделке, а также момента.

6. При назначении размеров и расположения проемов в первом этаже следует учитывать, что несимметричное расположение проема в первом этаже приводит к неравномерному распределению давления в зоне платформенного стыка; наиболее выгодно располагать проем в первом этаже симметрично так, чтобы проем в типовом этаже находился в зоне перемычки над проемом первого этажа.

7. Размеры простенков в панели первого этажа должны назначаться таким образом, чтобы среднее давление на 1 м простенка не превышало несущей способности 1 м платформенного стыка, при этом в расчетную длину шва над панелью первого этажа могут быть включены участки перемычек длиной 0,5 от ее высоты в месте заделки в простенок. При несимметричном расположении проемов наиболее нагружен меньший по ширине простенок (как правило).

8. Расчет перемычки на действие поперечной и внецентренной продольной сил можно выполнять независимо. Для назначения размеров сечения поперечную силу в перемычке рекомендуется определять как произведение максимального среднего давления на 1 м простенка, умноженного на 0,8 высоты перемычки. Растягивающая сила в

перемычке может быть определена как усилие в затяжке условной арки. Для перемычек пролетом от 3,3 до 2,4 м такая условная арка (рис. 1) приближенно имеет пролет, равный пролету перемычки в свету, и высоту, также равную пролету перемычки; растягивающее усилие в ней рекомендуется определять по формуле

$$R = 0,125ql_o\sqrt{h_{lin} / h_{min}}, \quad (1)$$

где q — нагрузка от верхних этажей в уровне пола второго типового этажа; l_o — пролет перемычки в свету; h_{lin} — высота перемычки; h_{min} — минимальная высота перемычки, равная 0,5 м.

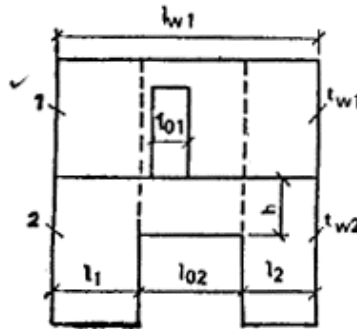


Рис. 1. Схема условной арки для определения растягивающей силы в перемычке первого нежилого этажа

9. Если по результатам упругого расчета расчетные параметры конструкции определяют усилия сжатия в горизонтальном стыке, то данные упругого расчета могут быть использованы для определения прочности и армирования конструкции. Если определяющими являются усилия в перемычке, то рекомендуется применить для расчета упругую расчетную модель, позволяющую снизить расход арматуры на армирование перемычки.

10. Для бескаркасных зданий, в одном панельном нежилом этаже которых стеновые панели имеют большие (более 1,5 м) проемы, допускается приближенный расчет перемычек и стыков стеновых панелей при выполнении следующих конструктивных ограничений: длина панели — не менее 6 м, ширина проема — не более 2,4 м, ширина каждого из простенков — не менее 0,75 от ширины проема, высота сечения перемычки — не менее 1/3 от ее длины (ширины проема), в панели технического подполья проемы расположены под проемом нежилого этажа. Число панелей с большими проемами не превышает трех на каждую секцию.

Если перечисленные ограничения соблюдены, то прочность верхнего стыка и перемычки панели нежилого этажа проверяется по следующим формулам:

при отсутствии проема в стеновой панели жилой части дома

$$N \leq 0,8[R_{j1}t_1(l_1 + l_2) + 2\sqrt{2(M_1 + M_2)R_{j1}t_1}] \leq 0,8R_{j1}t_1l_m; \quad (2)$$

$$N \leq 0,8[R_{j1}t_1(l_1 + l_2) + 4\sqrt{2R_{bt}t_2h_o^2(R_{j1}t_1 + q_{sw})}] \leq 0,8R_{j1}t_1l_m. \quad (3)$$

при наличии в жилом этаже проема, расположенного в плане в пределах проема нежилого этажа и имеющего ширину, меньшую половины ширины проема нежилого этажа (см. рис. 1):

$$N \leq 0,8[R_{j1}t_1(l_1 + l_2) + 2\sqrt{(M_1 + M_2)R_{j1}t_1}] \leq 0,8R_{j1}t_1l_m; \quad (4)$$

$$N \leq 0,8[R_{j1}t_1(l_1 + l_2) + 2\sqrt{2R_{bt}t_2h_o^2(R_{j1}t_1 + q_{sw})} + 2\sqrt{2R_{bt}t_2h_o^2q_{sw}}] \leq 0,8R_{j1}t_1l_m. \quad (5)$$

В формулах (2) — (5) N — равнодействующая всех внутренних вертикальных усилий в уровне верха стеновой панели нежилого этажа; R_{j1} — предельное сопротивление стыка над панелью нежилого этажа; t_1, t_2 — толщины стеновых панелей жилого и нежилого этажей соответственно; M_1, M_2 — предельные моменты, воспринимаемые сечениями перемычки на опоре и в середине пролета, вычисляемые по СНиП 2.03.01—84; l_1, l_2 — ширины простенков панели

нежилого этажа; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона при растяжении; h_o — рабочая высота сечения перемычки; q_{sw} — усилие в хомутах на единицу длины перемычки; l_{ni} — длина панели жилого этажа за вычетом ширины проема ($l_{ni} = l_{wi} - l_{oi}$).

При подборе поперечной арматуры перемычки должно быть соблюдено условие

$$2,5\sqrt{2R_{bt}t_2h_o^2q_{sw}} \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_o, \quad (6)$$

где R_b — расчетное сопротивление бетона при сжатию, φ_{w1} и φ_{b1} — коэффициенты, вычисляемые по СНиП 2.03.01—84.

Прочность нижнего стыка оценивается по формулам:
для левого простенка

$$N(1 + 0,5l_{o2}/l_1)/l_{wi} \leq 0,8R_{j2}t_2; \quad (7)$$

для правого простенка

$$N(1 + 0,5l_{o2}/l_2)/l_{wi} \leq 0,8R_{j2}t_2, \quad (8)$$

где R_{j2} — предельное сопротивление стыка под панелью нежилого этажа.

11. При каркасном решении нижних этажей здания наиболее напряженными участками балок-стенок, которые необходимо проверять расчетом, являются следующие:

перемычки (верхние и нижние) в зоне проемов (для прохода людей); они должны быть проверены на поперечную силу и момент, действующие в этом сечении;

участки главных балок-стенок в местах опирания на них второстепенных балок-стенок необходимо проверять на действие поперечной силы и смятие опорных частей;

опорные участки балок-стенок и колонн рассчитывать на смятие.

12. Прогибы балок-стенок, на которые опираются несущие стены здания при каркасной конструкции нижних этажей, рекомендуется ограничивать исходя из предельных взаимных смещений стеновых панелей, равных 1 см. Предельные прогибы ригелей следует принимать по СНиП 2.03.01—84.

13. Для увеличения несущей способности и жесткости системы возможно объединение балок-стенок и ригелей в единую систему при помощи металлических или железобетонных связей по длине зоны контакта.

Несущая система балки-стенки и ригеля может считаться монолитной, если стыковое соединение воспринимает сдвигающее усилие равное или большее, чем усилие, определяемое по формуле

$$T = (M - M_b - M_r)/H, \quad (9)$$

где M — максимальный момент внешних сил, действующий на систему; M_b , M_r — предельные моменты, воспринимаемые балкой-стенкой и ригелем; H — расстояние между нейтральными осями балки-стенки и ригеля.

В случае, если условие (9) не выполняется для систем, в которых жесткость ригеля соизмерима с жесткостью балки-стенки, несущую способность системы можно проверять методом предельного равновесия.

Несущая способность системы должна определяться как наименьшее из значений, соответствующих различным нормальным сечениям, наиболее опасными из которых являются: в середине пролета системы, в зоне проема, в местах изменения высоты, толщины сечения и армирования.

14. Для системы, предельное состояние которой определяется образованием шарнира в зоне максимального момента, предельную нагрузку на систему можно определить по формуле

$$q = \frac{2(M_b - M'_b - M_r)}{l_1(l - l_1)} + \frac{2T_1H}{l_1} + \frac{2T_2H}{l(l - l_1)}, \quad (10)$$

где q — равномерно распределенная нагрузка, проложенная по верху балки-стенки и соответствующая несущей способности системы по рассматриваемому нормальному сечению; M_b , M_r — предельные моменты, воспринимаемые балкой-стенкой и ригелем в рассматриваемом сечении; M'_b — момент в рассматриваемом сечении несущего элемента от нагрузки, приложенной непосредственно к элементу (включая собственный вес балки-стенки);

$$M'_b = q_0l_1(l - l_1)/2; \quad (11)$$

l — расчетный пролет системы, определяемый по формуле

$$l = l_o + (c_1 + c_2)/3; \quad (12)$$

l_o — пролет в свету между опорами; c_1, c_2 — ширина левой и правой площадок опирания; l_1 — расстояние до рассматриваемого сечения; T_1, T_2 — предельные сдвигающие силы, воспринимаемые стыком на участках l_1 и $(l - l_1)$.

15. Расчетную длину колонн (при их расчете на вертикальную нагрузку) рекомендуется принимать в зависимости от жесткости узлов между балками-стенками и колонной, жесткости дисков перекрытий и наличия диафрагм жесткости, но не менее высоты первого этажа. В местах опирания ригелей на колонны необходимо предусмотреть металлические закладные детали в колонне и ригеле, воспринимающие часть опорного момента, величиной не менее 30 кН·м.

Пример расчета. Требуется проверить прочность стеновой панели первого нежилого этажа, показанной на рис. 2 ($l_w = 6$ м).

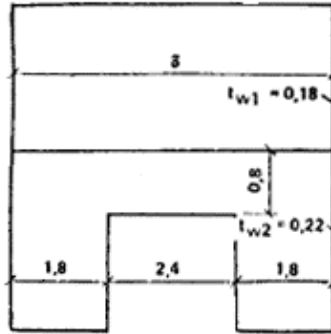


Рис. 2. Стеновая панель первого нежилого этажа

Исходные данные:

$N = 3400$ кН. Бетон класса В20 $R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа. Арматура класса А-III $R_s = 355$ МПа, $R_{sw} = 255$ МПа. Армирование в опорных и пролетном сечениях перемычки одинаково, площадь сечения продольной арматуры $A_s = 942$ мм². Площадь сечения хомутов $A_{sw} = 85$ мм². Шаг хомутов $s = 150$ мм.

Прочность стыков: верхнего $R_{j1} = 4,5$ МПа, нижнего $R_{j2} = 6,5$ МПа.

Толщины панелей: жилого этажа $t_{w1} = 180$ мм; нежилого этажа $t_{w2} = 220$ мм. Высота перемычки $h = 800$ мм; $h_o = 760$ мм.

Предельные моменты сечения перемычки: $M_1 = M_2 = M$.

Высота сжатой зоны $x = (355 \cdot 942) / (11,5 \cdot 220) = 132$ мм.

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 132/760 = 0,174 < \xi_R = 0,625.$$

Предельный момент поперечного сечения $M = 11,5 \cdot 220 \cdot 760^2 \cdot 0,174(1 - 0,5 \cdot 174) = 253 \cdot 10^6$ Н·мм. Проверка выполнения неравенства (2):

$$3400000 < 0,8[4,5 \cdot 180(1800 + 1800) + 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 2 \cdot 253 \cdot 10^6 \cdot 4,5 \cdot 180}] =$$

$$= 3780 \cdot 10^3 < 0,8 \cdot 4,5 \cdot 180 \cdot 6000 = 3900000 \text{ Н}.$$

Усилие в хомутах на единицу длины перемычки

$$q_{sw} = 255 \cdot 85/150 = 144 \text{ Н/мм}.$$

Проверка выполнения неравенства (3):

$$3400000 < 0,8[4,5 \cdot 180(1800 + 1800) + 4 \times$$

$$\times \sqrt{2 \cdot 0,9 \cdot 220 \cdot 760^2 \cdot (4,5 \cdot 180 + 144)}] = 3820000 < 3900000 \text{ Н}.$$

Для проверки выполнения неравенства (6) вычисляем

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 20 \cdot 10^4 / (24 \cdot 10^3) 85 / (220 \cdot 150) = 1,108;$$

$$\text{тогда } \varphi_{bt} = 1 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,885;$$

$$2,5 \sqrt{2 \cdot 0,9 \cdot 220 \cdot 760^2 \cdot 144} = 450000 < 0,3 \cdot 1,108 \cdot 0,885 \times$$

$$\times 11,5 \cdot 220 \cdot 760 = 560000 \text{ Н}.$$

Проверка прочности нижнего стыка по формуле (8):

$$3400000/6000 [1 + 0,5(2400/1800)] = 944 < 0,8 \cdot 6,5 \cdot 220 = 1140 \text{ Н/мм}.$$

Кроме проверки прочности необходимо проверить ширину раскрытия трещин.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПОДАТЛИВОСТИ СОЕДИНЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

1. В настоящем приложении приведены рекомендации по определению коэффициентов податливости соединений сборных бетонных и железобетонных элементов, а также швов бетонирования стен из монолитного бетона, стыков между сборными и монолитными конструкциями жилых зданий и перемычек.

Коэффициентом податливости соединения называется величина, численно равная деформации соединения, вызванной единичной сосредоточенной или распределенной силой.

Коэффициенты податливости соединений при растяжении λ_t , сдвиге λ_v , коэффициенты податливости перемычек при перекосе λ_{in} определяют от сосредоточенных сил; коэффициенты податливости при сжатии λ_c и повороте λ_φ — от распределенных сил.

Для соединений, имеющих несколько характерных стадий работы (например, до образования трещин в соединении и после), коэффициенты податливости (жесткости) следует принимать для каждой стадии дифференцированно. Деформация соединения в этом случае определяется как сумма деформаций от приращений усилий на отдельных этапах.

Основные виды соединений и размерность коэффициентов податливости приведены в табл. 1.

Таблица 1

Коэффициент податливости	Обозначение	Размерность	Схема соединения
При растяжении	λ_t	мм/Н (см/кгс)	
При сжатии	λ_c	мм ³ /Н (см/кгс)	
При сдвиге	λ_v	мм/Н (см/кгс)	
При повороте	λ_φ	1/МН (1/кгс)	

При соединении элементов системой связей следует различать следующие случаи их расположения: последовательное (рис. 1, а, б); параллельное (рис. 1, в, г); смешанное (рис. 1, д, е).

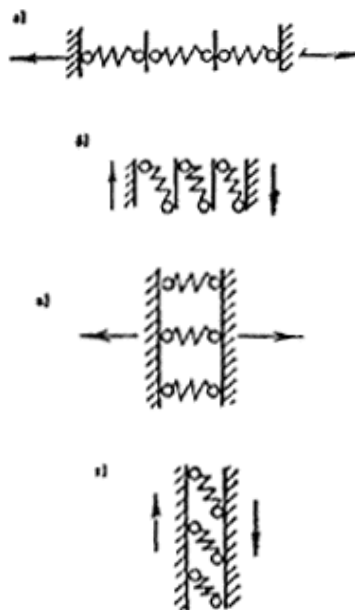




Рис. 1. Схема соединений

$a, б$ — последовательные; $в, г$ — параллельные; $д, е$ — смешанные

последовательное (рис. 1, а, б); параллельное (рис. 1, в, а); смешанное (рис. 1, д, е).

Коэффициенты податливости λ соединения, состоящего из системы сосредоточенных связей, определяют по формулам:

в случае последовательного расположения связей

$$\lambda = \sum_{i=1}^n \lambda_i; \quad (1)$$

в случае параллельного расположения связей

$$\lambda = 1 / \sum_{i=0}^n (1 / \lambda_i), \quad (2)$$

где n — число связей в соединении; λ_i — коэффициент податливости i -й связи.

В смешанном случае выделяют группы однородно расположенных связей и для каждой из них по формулам (1) или (2) вычисляют коэффициенты податливости, в результате чего систему приводят к случаю последовательного или параллельного расположения связей.

Для определения коэффициента податливости соединения, имеющего сосредоточенные и распределенные связи, последние заменяют эквивалентными по жесткости, сосредоточенными.

2. Коэффициент податливости при растяжении λ_t соединения сборных элементов в виде сваренных между собой и замоноличенных бетоном арматурных выпусков определяют по формуле

$$\lambda_t = 2a_{cre} / \sigma_s, \quad (3)$$

где a_{cre} — ширина раскрытия трещин, нормальных к арматурной связи, вызванных растягивающими напряжениями в связи σ_s ; значение ширины раскрытия трещин рекомендуется определять по указаниям норм проектирования железобетонных конструкций.

Деформации растяжения связей в виде петлевых выпусков диаметра 8 — 12 мм, соединенных между собой скобами из арматурной стали и замоноличенных бетоном класса не ниже В 15, можно определять как для сварных связей, площадь которых соответствует площади поперечного сечения арматуры петлевого выпуска. Диаметр арматуры скобы должен быть при этом не менее диаметра петлевого выпуска.

3. Коэффициент податливости при сжатии соединения элементов определяют в зависимости от конструктивного типа стыка. Для контактного горизонтального стыка, в котором сжимающую нагрузку передают через слой раствора, толщиной не более 30 мм, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,con}$ определяют по формуле

$$\lambda_{c,con} = (\lambda_m + h_{con} / E_{b,w}) A / A_{con}, \quad (4)$$

где λ_m — коэффициент податливости горизонтального растворного шва при сжатии, определяемый по п. 4 настоящего приложения; h_{con} — высота контактного участка стыка; $E_{b,w}$ — модуль деформации бетона стены; A — площадь горизонтального сечения стены в уровне расположения проемов; A_{con} — площадь контактного участка стыка, через которую передают сжимающую нагрузку.

Для монолитного горизонтального стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через растворный шов в уровне верха перекрытия и слой бетона, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,mon}$ определяют по формуле

$$\lambda_{c,mon} = (\lambda_m + \lambda_{mon} + h_{mon} / E_{mon}) A / A_{mon}, \quad (5)$$

где h_{mon} — высота (толщина) слоя монолитного бетона в стыке; E_{mon} — начальный модуль упругости бетона замоноличивания стыка; A_{mon} — площадь монолитного участка стыка (за минусом опорных участков перекрытий и других ослаблений сечения стыка); λ_{mon} — коэффициент податливости, вычисляемый по п. 5 настоящего приложения.

Для платформенного горизонтального стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через опорные участки плит перекрытий и два растворных шва, уложенные между плитами перекрытий и соединяемыми элементами, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,pl}$ определяют по формуле

$$\lambda_{c,pl} = (\lambda'_m + \lambda''_m + h_{pl}/E_{pl})A/A_{pl}, \quad (6)$$

где λ'_m , λ''_m — коэффициенты податливости при сжатии соответственно верхнего и нижнего растворных швов; h_{pl} — высота (толщина) опорной части плиты перекрытия; E_{pl} — начальный модуль упругости бетона опорной части плиты перекрытия; A_{pl} — площадь платформенных участков стыка, через которые передается сжимающее усилие; при неодинаковых размерах опорных площадок вверху и внизу плиты перекрытия принимается их среднее значение.

Для платформенно-монолитного стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через платформенный участок площадью A_{pl} и монолитный участок площадью A_{mon} , коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,pl,mon}$ определяют по формуле

$$\lambda_{c,pl,mon} = 1/(1/\lambda_{c,pl} + 1/\lambda_{c,mon}), \quad (7)$$

где $\lambda_{c,mon}$, $\lambda_{c,pl}$ — коэффициенты податливости при сжатии, вычисляемые соответственно по формулам (5) и (6).

Для контактно-платформенного стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через контактный участок площадью A_{con} и платформенный участок площадью A_{pl} , коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,con,pl}$ вычисляют по формуле

$$\lambda_{c,con,pl} = 1/(1/\lambda_{c,con} + 1/\lambda_{c,pl}), \quad (8)$$

где $\lambda_{c,con}$, $\lambda_{c,pl}$ — коэффициенты податливости при сжатии, вычисляемые соответственно по формулам (4) и (6).

4. Коэффициент податливости при сжатии горизонтального растворного шва λ_m определяют в зависимости от способа укладки и прочности раствора и среднего значения сжимающих напряжений в растворном шве σ_m .

При кратковременном сжатии для раствора прочностью на сжатие 1 МПа и более при толщине шва 10 — 20 мм коэффициент податливости растворного шва λ_m рекомендуется определять по формулам

$$\text{при } \sigma_m \leq 1,15R_m^{2/3};$$

$$\lambda_m = 1,5 \cdot 10^{-3} R_m^{2/3} t_m; \quad (9)$$

$$\text{при } \sigma_m \geq 1,15R_m^{2/3}, \text{ но не более } 2R_m^{2/3};$$

$$\lambda_m = 5 \cdot 10^{-3} R_m^{2/3} t_m; \quad (10)$$

где σ_m — среднее значение сжимающих напряжений в растворном шве, МПа; R_m — кубиковая прочность раствора, МПа; t_m — толщина растворного шва, мм; λ_m — коэффициент податливости растворного шва при кратковременном сжатии, мм³/Н.

Коэффициенты податливости растворных швов при кратковременном сжатии при расчете на нагрузки, действующие в стадии эксплуатации здания, разрешается принимать по табл. 2.

Таблица 2

Среднее значение сжимающих напряжений в растворном шве σ_m , МПа	Коэффициент податливости растворного шва толщиной 20 мм при кратковременном сжатии λ_m (мм ³ /Н) при кубиковой прочности раствора (МПа)				
	1	2,5	5	10	20
При $\sigma_m \leq \sigma_1 = 1,15 R_m^{2/3}$	0,03	0,016	0,01	0,0065	0,004
При $\sigma_1 < \sigma_m = 2R_m^{2/3}$	0,1	0,054	0,034	0,021	0,013

Для горизонтальных швов бетонирования стен из монолитного бетона классов В7,5 — В15 коэффициент податливости при сжатии принимается равным: для тяжелого бетона 0,01 мм³/Н ($1 \cdot 10^{-4}$ см³/кгс); для легкого бетона 0,02 мм³/Н ($2 \cdot 10^{-4}$ см³/кгс).

При сжатии горизонтального растворного шва или шва бетонирования стены из монолитного бетона длительной нагрузкой коэффициент податливости разрешается вычислять по формуле

$$\lambda_{m,t} = \lambda_m(1 + \varphi), \quad (11)$$

где λ_m — коэффициент податливости шва при кратковременном сжатии; φ — характеристика ползучести шва, принимается равной 1.

5. Для горизонтального шва на прокладках («сухой» шов) коэффициент податливости при кратковременном сжатии определяют по формуле

$$\lambda_c = t_c / (E_c + a_c \sigma_c), \quad (12)$$

где t_c — толщина сжатой прокладки в горизонтальном шве; E_c — начальный модуль упругости прокладки; a_c — безразмерный коэффициент; σ_c — среднее значение нормальных напряжений, сжимающих прокладку.

Величины E_c и a_c разрешается определять по табл. 3.

Таблица 3

Материал прокладки	Толщина прокладки, мм	E_c , МПа	a_c
Асбестовый картон марки КАОН	3	7	2
Асбестовый картон марки КАП	4	2,8	1,8
Асбестовый картон марки КАОН	6	9	1,7
Асбодревесно-волоконистая плита (АДВП)	4,8	17	2,6
Древесно-волоконистая плита мягкая М12 (ДВП)	12,5	1,8	1,8
То же	16	2,2	1,2
Синтетические сетки из полиэфирной нити, слоями	5	14,2	3,5
Сетки и сукно бумажной промышленности («СУБ»)	7	3,7	3,1
Лавсановое волокно прессованное	6	6	4,4
Рубероид, слоями	3,77	14	4,2
Пергамин, слоями	—	15	2,5
Паронит, слоями	4,2	22	4
Линолеум ПВХ	1,8	12	8,3
Песок средней крупности в оболочке из стеклоткани	30	80	0

Коэффициент податливости горизонтального шва на прокладках при длительном сжатии λ_{ct} допускается принимать равным $1,2\lambda_c$.

6. Коэффициент податливости при сдвиге λ_r (мм/Н) соединения двух сборных элементов принимается равным сумме коэффициентов податливости для сечений, примыкающих к каждому из соединяемых элементов.

Для бетонного шпоночного соединения из n_k однотипных шпонок коэффициент податливости при взаимном сдвиге сборного элемента и бетона замоноличивания стыка определяют по формуле

$$\lambda_{cb} = l_{loc}(1/E_b + 1/E_{mon}) / (A_{loc} n_k), \quad (13)$$

где l_{loc} — условная высота шпонки, принимаемая при определении ее податливости при сдвиге, равной 250 мм; A_{loc} — площадь сжатия шпонки, через которую передается в соединении сжимающее усилие, мм²; E_b — модуль деформации бетона сборного элемента, МПа; E_{mon} — то же, бетона замоноличивания вертикального стыка, МПа.

Для армированного шпоночного соединения до образования в стыке наклонных трещин коэффициент податливости при сдвиге определяют по формуле (13), а после образования наклонных трещин — по формуле

$$\lambda_{cs} = \lambda_{cb} + \lambda_{cs}, \quad (14)$$

$$\lambda_{cs} = \frac{6}{d_s n_s} \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}} \right), \quad (15)$$

где d_s — диаметр арматурных связей между сборными элементами, мм; n_s — количество арматурных связей между сборными элементами; E_b — модуль деформации бетона сборного элемента, МПа; E_{mon} — то же, бетона замоноличивания вертикального стыка, МПа.

Для бесшпоночного соединения сборных элементов с помощью замоноличенных бетоном арматурных связей коэффициент податливости при сдвиге вычисляется по формуле (15).

Опертые по контуру панели перекрытий при платформенном стыке стеновых панелей могут рассматриваться как связи сдвига между стенами перпендикулярного направления. Для такой связи при марке раствора в швах не ниже 100 и деформациях сдвига не более 0,5 мм коэффициент податливости при сдвиге $\lambda_{\pi,pl} = 5 \cdot 10^{-6}$ мм/Н ($5 \cdot 10^{-6}$ см/кгс).

7. Коэффициентом податливости перемычки называется величина, численно равная взаимному линейному смещению опор по вертикали от единичной поперечной силы, вызывающей перекося перемычки.

Диаграмму зависимости «поперечная сила — взаимное линейное смещение опор» перемычки рекомендуется принимать в виде ломаной (рис. 2), точки перелома которой отражают характерные изменения деформированного состояния или расчетной схемы перемычки, вызванные образованием очередной вертикальной либо наклонной трещины.

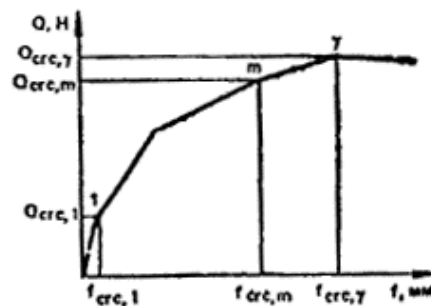


Рис. 2. Диаграмма зависимости «поперечная сила Q — взаимное линейное смещение f опор перемычки» при перекося

1, ..., m — точки диаграммы, соответствующие образованию вертикальных трещин и наклонной трещины

Коэффициенты податливости перемычек при перекося рекомендуется определять исходя из следующих предпосылок и допущений:

выделяют три последовательные стадии деформирования перемычек, границами которых являются моменты появления первых нормальных и наклонных трещин;

принимается, что нормальные трещины первоначально образуются в опорных сечениях перемычки (в местах ее заделки в простенки); по мере увеличения усилий, вызывающих перекося перемычки, могут образовываться дополнительные нормальные трещины; шаг нормальных сечений принимается зависящим только от конструктивного решения перемычки;

наклонные трещины возникают после образования всех нормальных трещин; в тавровой перемычке наклонная трещина развивается только в пределах высоты стенки и, дойдя до полки, переходит в продольную (горизонтальную) трещину.

8. Коэффициент податливости перемычки (до образования трещин) определяют по формулам:

для перемычки прямоугольного сечения

$$\lambda_{lin} = (l_{red}^2/h^2_{lin} + 3)l_{red}/(A_{lin}E_b), \quad (16)$$

для перемычки таврового сечения

$$\lambda_{lin} = \frac{l_{red}^2}{12E_b I_{lin}} + \frac{l_{red}}{G_b A_{lin}}, \quad (17)$$

где l_{red} — приведенный пролет перемычки

$$l_{red} = l + 0,6h_{lin}, \quad (18)$$

l — пролет перемычки в свету; h_{lin} — высота сечения перемычки; E_b , G_b — соответственно, начальный модуль упругости и модуль сдвига бетона перемычки; I_{lin} , A_{lin} — соответственно, момент инерции и площадь поперечного сечения перемычки. В случае таврового сечения (составного либо монолитного) за величину A_{lin} принимается площадь сечения ребра перемычки на всю его высоту, включая толщину полки.

9. При использовании расчетной схемы диафрагмы в виде составного стержня с непрерывными продольными связями в формулы (16) и (17) вводят дополнительное слагаемое λ_w , учитывающее податливость примыкающих к перемычке простенков от изгиба и сдвига в пределах этажа

$$\lambda_w = \lambda_1(s_1/H_{et})^2 + \lambda_2(s_2/H_{et})^2, \quad (19)$$

где $\lambda_{1(2)}$ — коэффициент податливости левого (правого) простенка при местном изгибе и сдвиге в пределах этажа; $s_{1(2)}$ — расстояние от середины пролета перемычки в свету до оси левого (правого) простенка, в который защемлена перемычка; H_{et} — высота этажа;

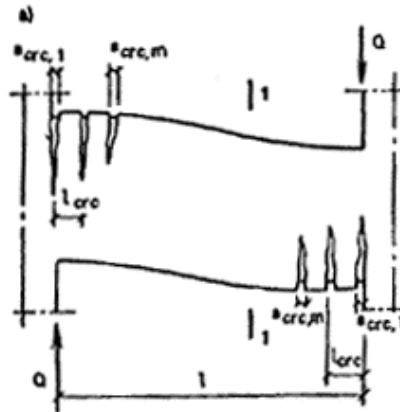
$$\lambda_{1(2)} = \frac{(H_{et} - h_{lin})^3}{12E_b I_{1(2)}} + \frac{\mu(H_{et} - h_{lin})}{G_b A_{1(2)}}; \quad (20)$$

μ — коэффициент, принимаемый равным: 1,2 — для прямоугольных в плане простенков; 1 — для простенков таврового либо двутаврового в плане сечения; $I_{1(2)}$ — момент инерции сечения в плане левого (правого) простенка; $A_{1(2)}$ — площадь сечения в плане левого (правого) простенка. В случае таврового либо двутаврового сечения за величину $A_{1(2)}$ принимают площадь сечения стенки тавра (двутавра) на всю ее высоту, но без учета свесов полок.

С увеличением коэффициента податливости собственно перемычки относительное влияние податливости примыкающих к ней простенков уменьшается. Например, для перемычек, работающих в упругой стадии, при $2 \leq l/h_{lin} < 3$ податливость простенков можно не учитывать при длине последних 3000 мм и более, а при l/h_{lin} — при длине 2000 мм и более.

10. Коэффициент податливости перемычки в фазе образования вертикальных трещин определяют по формулам: для перемычки прямоугольного сечения (рис. 3)

$$\lambda_{crc} = l[(l^2 / h_{lin}^2 + 3) / (E_b A_{lin}) + l \sum_{i=0}^m a_{e1c} / h_{lin}]; \quad (21)$$



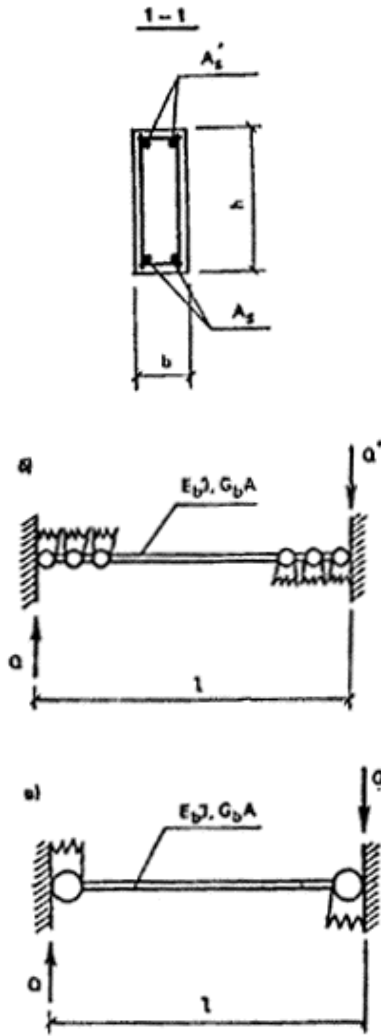
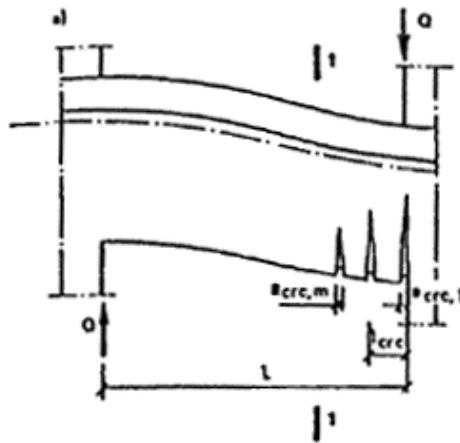


Рис. 3. Деформирование перемычки прямоугольного сечения при перекосе в фазе образования нормальных трещин
a — схема трещинообразования; *b* — расчетная схема; *в* — идеализированная расчетная схема
 для перемычки таврового сечения (рис. 4)



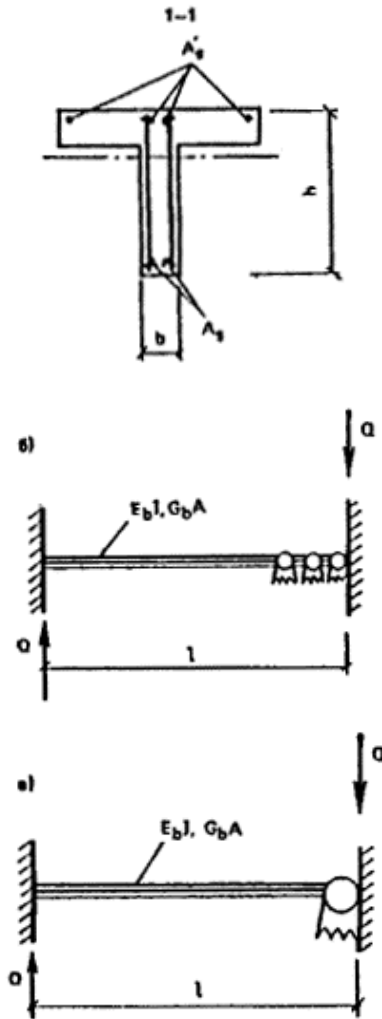


Рис. 4. Деформирование перемычки таврового сечения при перекосе в фазе образования нормальных трещин
 а — схема трещинообразования; б — расчетная схема; в — идеализированная расчетная схема

$$\lambda_{crc} = \frac{l^3}{12E_b I_{lin}} + \frac{l}{G_b A_{lin}} + \frac{l \sum_{i=1}^m a_{crc}}{h_{lin}}, \quad (22)$$

где m — количество вертикальных трещин в одной из растянутых опорных зон перемычки округляется до ближайшего целого числа

$$m = 0,5(l - 2W_{crc}R_{bt,ser}/Q_{lin})/l_{crc} + 1; \quad (23)$$

l_{crc} — среднее расстояние между соседними вертикальными трещинами;

$$l_{crc} = \eta A_{lin}/(10\pi d_s); \quad (24)$$

η — коэффициент, учитывающий вид и профиль арматуры, принимаемый для стержневой арматуры периодического профиля, — 0,7; гладкой — 1; d_s — номинальный диаметр продольной растянутой арматуры, перемычки, мм; W_{crc} — момент сопротивления трещинообразованию для нижней (верхней) растянутой опорной зоны перемычки; $R_{bt,ser}$ — расчетное сопротивление бетона растяжению для продольных состояний второй группы; Q_{lin} — поперечная сила в перемычке; a_{crc} — ширина раскрытия нормальных трещин в растянутой опорной зоне перемычки от единичной поперечной силы $Q_{lin} = 1$ Н, мм/Н;

$$a_{crc} = \frac{10\eta\eta_{crc}[l - l_{crc}(m-1)]}{E_s A_s (h_o - a')}, \quad (25)$$

$$\eta_{crc} = (3,5 - 100\mu)^{\frac{1}{3}} \sqrt{d_s}. \quad (26)$$

Здесь величина d_s в мм, μ — коэффициент армирования, $\mu = A_s/(bh_o)$; b — ширина поперечного сечения прямоугольной перемычки либо ребра тавровой; h_o — рабочая высота сечения перемычки; a' — расстояние от равнодействующей усилий в продольной растянутой арматуре до ближайшей грани сечения.

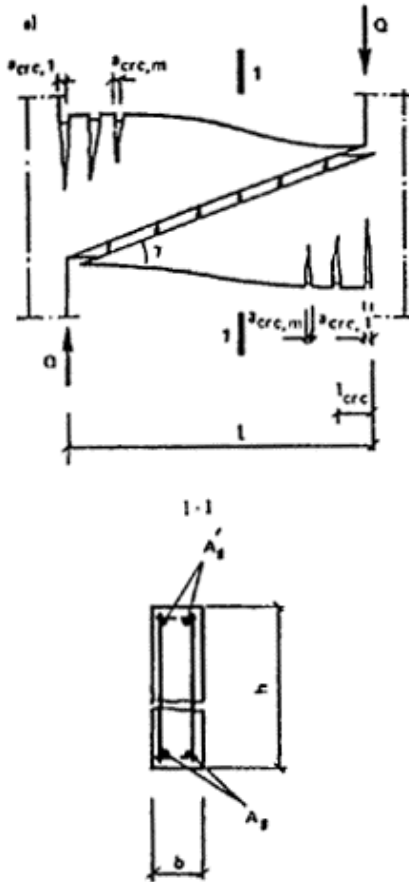
Учет податливости примыкающих простенков производят в соответствии с п. 9.

11. Поперечные силы в перемычке, вызывающие образование соответственно 1-й, m -й вертикальной трещины, определяют по формулам

$$Q_{crc,1} = 2W_{crc}R_{bt,ser}/l; \quad (27)$$

$$Q_{crc,m} = \frac{2W_{crc}R_{bt,ser}}{l - l_{crc}(m-1)}. \quad (28)$$

12. Коэффициент податливости перемычки в фазе образования наклонных трещин определяют по формулам: для перемычки прямоугольного сечения с отношением $l/h_{min} \leq 1,5$ (рис. 5)



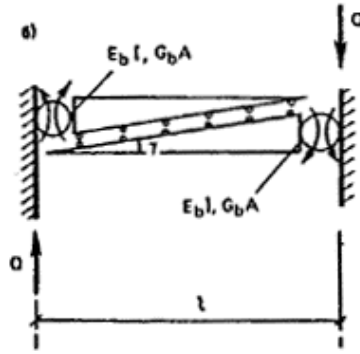
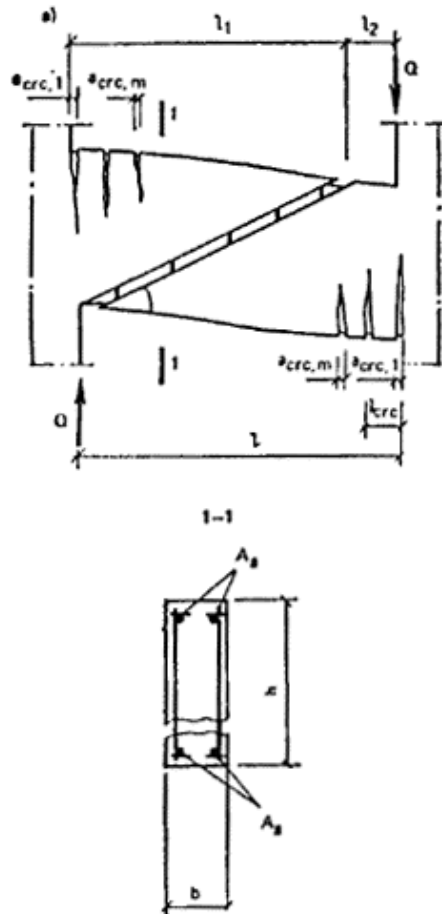


Рис. 5. Деформирование перемычки прямоугольного сечения при $l/h_{lin} \leq 1,5$ при перекосе в фазе образования наклонных трещин

a — схема трещинообразования; *б* — идеализированная расчетная схема

$$\lambda_{crc} a = \frac{l^3}{E_b I_{lin}} + \frac{2,4l}{G_b A_{lin}} + \frac{l \sum_{i=1}^m a_{crc}}{h_{lin}}; \quad (29)$$

для перемычки прямоугольного сечения с отношением $l/h_{lin} > 1,5$ (рис. 6)



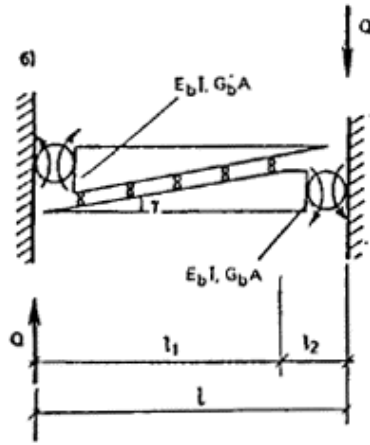
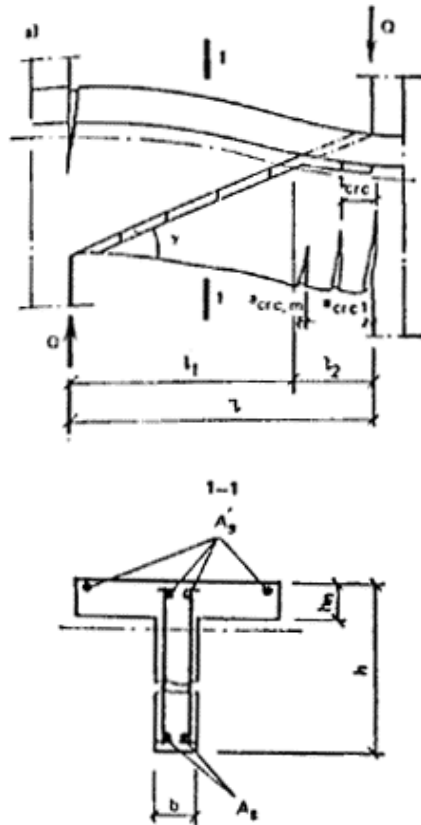


Рис. 6. Деформирование перемычки прямоугольного сечения при $l/h_{lin} > 1,5$ при перекосе в фазе образования наклонных трещин

a — схема трещинообразования; *б* — идеализированная расчетная схема

$$\lambda_{crc,a} = \frac{l_1^3 + 9ll_2(2l - l_2)}{E_b I_{lin}} + \frac{1,2(l + 2l_1)}{G_b A_{lin}} + \frac{l \sum_{i=1}^m a_{crc}}{h_{lin}}; \quad (30)$$

для перемычки таврового сечения (рис. 7).



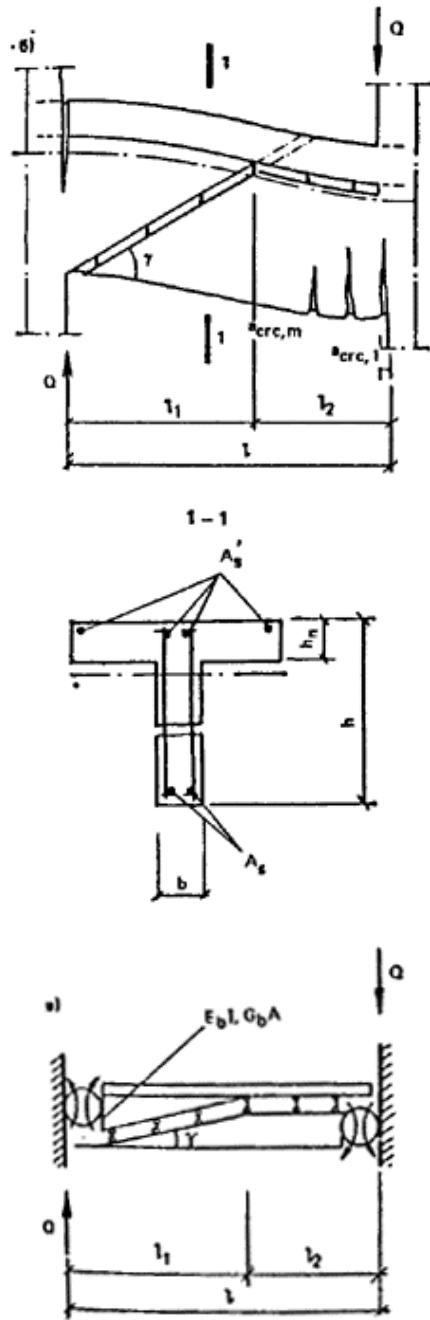


Рис. 7. Деформирование перемычки таврового сечения при перекосе в фазе образования наклонных трещин
 а — схема трещинообразования; при $l/h_{lim} \leq 1,5$; б — то же, при $l/h_{lim} > 1,5$; в — идеализированная расчетная схема

$$\lambda_{crc,a} = \frac{l_1^3}{2E_b} \left(\frac{1}{I_{lin}} + \frac{1}{I_f} \right) + \frac{l_1}{G_b A_f} \left(1 + 1,2 \frac{h - h_f}{h} \right) + \frac{l \sum_{i=1}^m a_{crc}}{2h_{lim}}; \quad (31)$$

где I_f, A_f — соответственно момент инерции и площадь поперечного сечения ребра перемычки высотой $(h_{lim} - h_f)$; h_f — высота полки.

Учет податливости примыкающих простенков производят в соответствии с п. 9.

13. Поперечную силу, вызывающую образование наклонной трещины, определяют по формуле

$$Q_y = AR_{bt,ser}/\sin 2y; \quad (32)$$

где y — угол наклонной трещины к горизонтали,

$$y = \arctg(l/h_{lin}). \quad (33)$$

При $l/h_{lin} > 1,5$ принимают $y = \text{arcctg } 1,5 = 34^\circ$.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ АНКЕРОВКИ ДЕТАЛЕЙ ДЛЯ ПОДЪЕМА ОДНОСЛОЙНЫХ ПЛОСКИХ ИЗДЕЛИЙ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

1. Данные рекомендации распространяются на проектирование строповочных деталей и отверстий для подъема в вертикальном положении однослойных неармированных и слабоармированных плоских изделий толщиной 80 — 220 мм из тяжелого бетона с крупностью заполнителя 10 или 20 мм и нормативной кубиковой прочностью бетона в момент первого подъема от 5 до 25 МПа при действии усилия вдоль детали (подъем с помощью траверс). Допускается подъем за стропы при устройстве отверстий или установке строповочных петель, при этом допускается сгиб выступающей части петли.

Примечание. Подъем за стропы при отсутствии траверс может быть допущен и для других деталей. При этом должна обеспечиваться передача усилия вдоль детали путем использования специальных устройств для восприятия бетоном горизонтальной составляющей усилия в стропях без сгиба выступающей из бетона части детали.

Нормативная кубиковая прочность бетона в момент первого подъема назначается в зависимости от отпускной прочности, а также технологии изготовления изделия и указывается в рабочих чертежах.

2. Рекомендации распространяются на следующие детали: строповочные петли из арматуры диаметром от 10 до 22 мм класса А-I с крюками, расположенными в срединной плоскости панели (рис. 1), гладкие стержни из арматуры диаметром от 10 до 22 мм класса А-I с анкерами в виде крюков или шайб (рис. 2 и 3), детали из полосовой стали (рис. 4). Рекомендации распространяются также на строповочные отверстия (рис. 5).

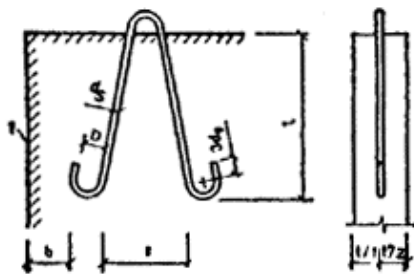


Рис. 1. Схема расположения строповочной петли в панели

l — край панели или проема

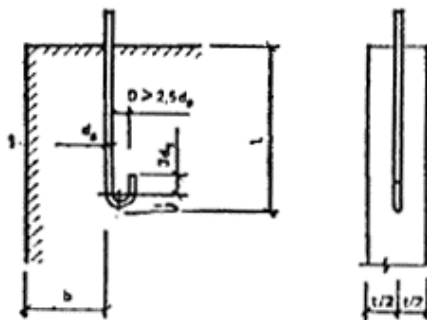


Рис. 2. Схема расположения в панели стержня с крюком на конце

l — край панели или проема

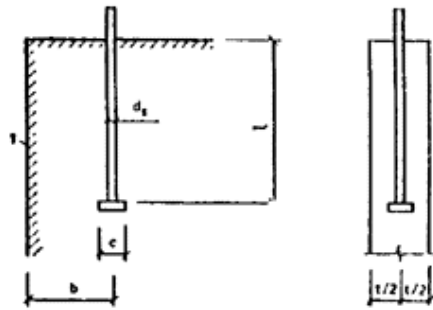


Рис. 3. Схема расположения в панели стержня с шайбой на конце

l — край панели или проема

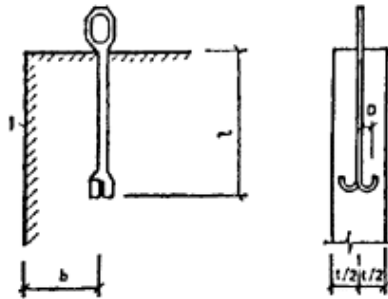


Рис. 4. Схема расположения в панели детали из полосовой стали

l — край панели или проема

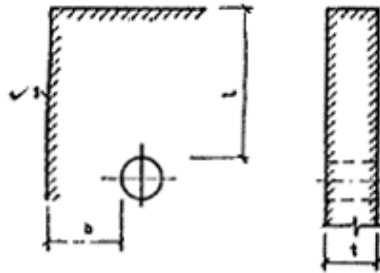


Рис. 5. Схема расположения отверстия в панели

l — край панели или проема

3. Прочие детали для подъема, не указанные в п. 2, а также детали для подъема многослойных, однослойных армированных панелей и панелей из бетонов других видов следует проектировать в соответствии со СНиП 2.03.01—84.

4. Рекомендуемый расчет прочности анкерки предполагает отсутствие сквозных трещин в верхней части изделия. Строповка за детали и отверстия бракованных изделий, имеющих сквозные трещины в зоне анкерки деталей и около отверстий, не допускается.

Конструктивные требования

5. Применяемая арматурная сталь для петель и стержней должна соответствовать требованиям СНиП 2.03.01—84, предъявляемым к строповочным петлям. Детали из листовой стали изготавливают из стали марок ВСтЗпс6 и ВСтЗпс5 по ГОСТ 380—71* в соответствии с указаниями СНиП II-23-81* по применению сталей в зависимости от

расчетной температуры. Глубина заделки l деталей должна быть не менее 25 см (при изготовлении в кассетах — не менее 30 см), а расстояние между двумя соседними деталями — не менее $2,5 l$. Длина и конструкция выступающей из бетона части деталей зависят от конструкции захватного приспособления и особенностей узла сопряжения сборных элементов. Выступающая часть детали из листовой стали должна быть рассчитана в соответствии со СНиП II-23-81*.

Диаметр строповочного отверстия назначается в зависимости от имеющихся строповочных приспособлений, но не более 70 мм; глубина заложения отверстия l (см рис. 5) определяется по п. 15, но не менее величин, указанных выше для деталей.

Расстояние между деталью и краем панели или проема b (см. рис. 1 — 4) назначается не менее 200 мм, а при устройстве строповочных отверстий — не менее 400 мм (см. рис. 5).

7. Шайбы, как правило, следует изготавливать путем высадки плоской головки (высаженной пластинки). Возможна также приварка к стержню. При этом размер пластины (диаметр круглой или сторона квадратной шайбы) должен быть не менее величины, определяемой расчетом (см. ниже), а толщина пластины — не менее $c/4$. Детали из листовой стали следует, как правило, изготавливать методом штамповки с последующим машинным гнутьем, а стержни с крюком и строповочные петли — с применением машинного гнутья.

При изготовлении изделий должно быть обеспечено точное положение выступающей из бетона части деталей для возможности использования их в качестве фиксаторов изделий на монтаже. Необходимо не допускать изгиба выступов при транспортировке и монтаже панелей.

Точность положения детали в срединной плоскости изделия и ее выступающей части должна соответствовать допускам на установку арматуры и выпусков железобетонных изделий.

При установке стержня с крюком последний должен быть обращен в сторону, противоположную ближайшему краю изделий или проема (см. рис. 2).

Расчет деталей

8. Расчет деталей включает в себя определение действующего усилия с коэффициентом надежности по нагрузкам, равным 1, подбор поперечного сечения деталей по прочности металла и определение глубины заделки изделия и размеров концевой части деталей по прочности бетона. Прочность бетона проверяется для двух возможных видов разрушения: выкалывания и локального разрушения в месте расположения концевой части анкера. Расчет по металлу выступающей части деталей должен быть выполнен в зависимости от типа детали и способов захвата.

9. Расчет строповочной детали ведется на действующее усилие F_n с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1, по нормативной кубиковой прочности бетона на осевое сжатие в момент первого подъема изделия.

10. Усилие (с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1) на деталь определяют путем деления нормативного веса изделия на число деталей, одновременно работающих при подъеме. Число деталей, принимаемых в расчете, равно 2, а при наличии специальных самобалансирующих траверс может быть и больше.

Подбор поперечного сечения деталей по прочности металлов

11. Диаметр d_s для арматуры строповочной петли (см. рис. 1) и стержня с крюком или шайбой (см. рис. 2, 3) назначается в зависимости от усилия (с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1) по табл. 1. Поперечное сечение детали из листовой стали определяют по расчетному сопротивлению металла в соответствии со СНиП II-23-81* с учетом коэффициентов динамичности 1,4 к надежности по нагрузке 1,1, на которые следует умножить величину действующего усилия.

Т а б л и ц а I

Диаметр арматуры, мм	Усилие на деталь с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1 кН		
	для строповочной петли с подъемом		для стержня без сгиба выступающей части
	без сгиба выступающей части	со сгибом выступающей части	
10	10,5	7	7,6
12	16,5	11	11
14	22,5	15	15
16	30	20	19,6
18	37,5	25	24,8
20	46,5	31	30,6

22	57	38	37
----	----	----	----

При ослаблении сечения деталей резьбой или другим способом расчет следует вести по сечению нетто.

Определение глубины заделки и размеров концевой части по прочности бетона

12. Глубина заделки деталей для подъема определяется по формуле

$$l = \left(\frac{F_n y_d y_f}{1,25 y_1 t R_{b,1cr} a} \right)^2, \quad (1)$$

где F_n — действующее на деталь усилие с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1; y_d — коэффициент динамичности, равный 1,4; y_f — коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,1; y_1 — коэффициент, равный 0,92 для строповочной петли, 1 — для стержня с шайбой на конце и 0,65 — для стержня с крюком на конце; t — толщина изделия; $R_{b,1cr}$ — расчетное значение критического коэффициента интенсивности напряжении, принимаемое по табл. 2; a — коэффициент, принимаемый по табл. 3 и учитывающий отношение расстояния между деталью и краем изделия (или проемом) b к глубине заделки детали l . При расчете по формуле (1) выбор a по табл. 3 в зависимости от l производится методом последовательных приближений; при первом шаге можно принять $a = 1$.

Таблица 2

Нормативная кубиковая прочность бетона на сжатие в момент первого подъема, МПа	Расчетное значение критического коэффициента интенсивности напряжений	Размер концевой зоны трещины, см
5	0,27	25
7,5	0,35	17
10	0,43	13
12,5	0,5	11
15	0,56	10,5
20	0,68	10
25	0,79	9

Примечания: 1. При кассетном способе изготовления изделий значения $R_{b,1cr}$ следует умножить на 0,85. 2. Значениями $R_{b,1cr}$ можно пользоваться при отношении $l/d \geq 3$. При $1,5 \leq l/d \leq 3$ эти значения $R_{b,1cr}$ следует умножать на коэффициент, равный $(0,19l/d + 0,43)$. 3. Значения $R_{b,1cr}$ и d приведены для бетона с крупностью заполнителя 20 мм. Для бетонов с заполнителем 10 мм значения $R_{b,1cr}$ необходимо уменьшать в 1,4, а значения d — в два раза.

Таблица 4

b/l	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1	2 и более
a	0,55	0,65	0,80	0,9	0,94	0,95	1

Глубина заделки l , вычисляемая по формуле (1), должна удовлетворять условию

$$l \leq lu, \quad (2)$$

где lu — предельная величина глубины заделки, определяемая согласно п. 13. Если условие (2) не выполняется, то деталь не может воспринять заданное усилие F_n . В этом случае следует изменить число деталей или их тип, либо параметры, от которых зависит lu .

13. Предельную величину глубины заделки деталей для подъема определяем по формулам:

для строповочной петли и стержня с крюком на конце

$$l_u = \frac{\eta_k^2 \eta_B d_{s,red}}{d} \sqrt{D d_{s,red}}, \quad (3)$$

для стержня с шайбой на конце

$$l_u = (\eta_2^2 c_{red}^2) / (1,3d) \sqrt{c_{red} / d_s}, \quad (4)$$

где $d_{s,red} = d_s + a/4$; $c_{red} = c + a/4$; a — максимальный размер заполнителя; η_1, η_2 — коэффициенты, принимаемые в зависимости от отношения t/d по табл. 4; η_3 — коэффициент, равный 2,4 для стержней с крюком; 3,4 — для строповочной петли при $s = t/3$ и 4,7 — при $s = 2t$ (для промежуточных значений s величина η_3 принимается по линейной интерполяции); d — размер концевой зоны трещины, определяемый по табл. 2.

Таблица 4

t/d	0,8	1	1,5	2	2,5	3
η_1	5,5	5,5	5,0	4,7	4,5	4,2
η_2	4,75	4,5	4,0	3,7	3,5	3,4

Примечание. Значения коэффициентов η_1 и η_2 для промежуточных значений t/d могут быть определены по линейной интерполяции.

14. Глубина заделки деталей из листовой стали назначается по формуле (1), в которой коэффициент $y_l = 1$. Габариты концевой части детали принимают по расчету на местное сжатие бетона в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01—84.

15. Глубина заложения строповочного отверстия определяется по формуле (1), в которой коэффициент $y_l = 1$.

Бетон у отверстия проверяется на местное сжатие в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01—84.

16. При проверочном расчете (заданы глубина заделки и нормативная кубиковая прочность бетона на сжатие в момент первого подъема) за усилие (с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1) F_n на деталь или строповочное отверстие принимают минимальное значение из величин усилий, определенных из условий разрушения от выкалывания бетона $F_{n,exp}$ и локального разрушения $F_{n,loc}$.

Разрушение от выкалывания бетона. Усилие на деталь или строповочное отверстие определяется по формуле

$$F_{n,exp} = \frac{1,25a}{y_d y_f} y_l R_{b,1cr} t \sqrt{l}. \quad (5)$$

Локальное разрушение. Усилие определяется по формулам: для строповочной петли и стержня с крюком на конце

$$F_{n,loc} = 2R_{bt} t D^{1/4} d_{s,red}^{3/4} \psi \eta_1 / (y_d y_f); \quad (6)$$

для стержня с шайбой на конце

$$F_{n,loc} = 2R_{bt} t c_{red}^{5/4} d_s^{1/4} \eta_2 / (y_d y_f), \quad (7)$$

где ψ — коэффициент, равный: для стержня с крюком — 1, для строповочной петли при $s = t/3 - 1,7$ при $s \geq 2t - 2$; для промежуточных значений s величина ψ принимается по линейной интерполяции; R_{bt} — расчетное значение сопротивления бетона при осевом растяжении; значения остальных величин, входящих в формулы (6) и (7), приведены в п. 12.

Для детали из листовой стали и для строповочного отверстия локальное разрушение оценивается расчетом на местное сжатие с учетом коэффициента динамичности и надежности по нагрузке.

Примеры расчета деталей

Пример 1. Требуется спроектировать детали для подъема стеновой панели толщиной 14 см, массой 6000 кг. Предполагается в каждой панели установить два стержня с шайбой на конце. Расстояние от места установки деталей до края панели — 120 см. Перевод в горизонтальное положение производится с помощью кантователя, подъем — с помощью самобалансирующих траверс (усилие направлено вдоль стержня). Нормативная кубиковая прочность бетона в момент первого подъема 7,5 МПа, крупность заполнителя — 20 мм.

Усилие на деталь (с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1) $F_n = 60/2 = 30$ кН. Диаметр стержня принимается по табл. 1 равным 20 мм.

Глубина заделки определяется по формуле (1), в которой коэффициент $y_l = 1$ (для бетона согласно табл. 2 $R_{b,1cr} = 0,35$ кН/см^{3/2}, $d = 17$ см).

$$l = [(30 \cdot 1,4 \cdot 1,1) / (1,25 \cdot 1 \cdot 14 \cdot 0,35 \cdot 1)]^2 = 57 \text{ см.}$$

Так как расстояние до края панели $120 > 2 \cdot 57$, то близость к краю не учитывается.

Минимальный размер шайбы c_{red} определим решением уравнения (4), принимая $l_u = 57$ см, $d = 17$ см (по табл. 2), $\eta_2 = 4,73$ (по табл. 4 для $t/d = 0,824$):

$$57 = 4,73^2 c_{red}^2 \sqrt{c_{red} / 2} / (1,3 \cdot 17),$$

решив это уравнение, найдем, что $c_{red} = 5,7$ см.

Минимально необходимый размер шайбы $c = 5,7 - 2/4 = 5,2$ см.

Пример 2. Требуется запроектировать деталь для подъема стеновой панели с исходными данными примера 1 при расположении детали на расстоянии 40 см от края панели.

Определение глубины заделки производим методом последовательных приближений. Сначала не учитываем близость к краю, тогда глубина заделки равна 57 см (см. пример 1). Отношение $b/l = 40/57 = 0,7$; ему соответствует $a = 0,92$ по табл. 3. Из-за влияния края величина l должна быть больше 57 см, а коэффициент меньше 0,92. Принимаем $a = 0,82$, тогда $l = [(30 \cdot 1,4 \cdot 1,1)/(1,25 \cdot 1 \cdot 14 \cdot 0,35 \cdot 0,82)]^2 = 85$ см.

Отношение $b/l = 40/85 = 0,47$. Коэффициент $a = 0,835$. Для $a = 0,835$ $l = [(30 \cdot 1,4 \cdot 1,1)/(1,25 \cdot 1 \cdot 14 \cdot 0,35 \cdot 0,835)] = 82$ см.

Отношение $b/l = 40/82 = 0,49 \approx 0,5$. Коэффициент $a = 0,845 \approx 0,85$.

Принимаем $l = 80$ см. Для этой глубины заделки минимальный размер шайбы c_{red} , определяем из уравнения (4)

$$80 = 4,73^2 c_{red}^2 \sqrt{c_{red} / 2} / (1,3 \cdot 17),$$

решив это уравнение, найдем, что $c_{red} = 6,5$ см.

Минимальный размер шайбы равен $c = 6,5 - 2/4 = 6,0$ см.

Пример 3. Требуется запроектировать детали для подъема стеновых панелей с исходными данными примера 1 при нормативной кубиковой прочности бетона при первом подъеме 10 МПа и крупности заполнителя 20 мм в случае установки двух стержней с крюками на конце ($D = 3,5d_s = 7$ см).

Глубину заделки определяем по формуле (1), в которой коэффициент $y_l = 0,65$ (для бетона с прочностью 10 МПа по табл. 2 определяем $R_{b,1cr} = 0,43$ кН/см^{3/2}, $d = 13$ см). $l = [(30 \cdot 1,4 \cdot 1,1)/(1,25 \cdot 0,65 \cdot 14 \cdot 0,43 \cdot 1)]^2 = 89$ см.

Предельную глубину заделки определяем по формуле (3) ($\eta_3 = 2,4$; $d_{s,red} = 2 + 2/4 = 2,5$ см, при $t/d = 1,08$ по табл. 4 $\eta_l = 5,4$), она равна

$$l_u = (5,4^2 \cdot 2,4 \cdot 2,5) / 13 \sqrt{7,0 \cdot 2,5} = 56 \text{ см.}$$

Подъем панели за стержни диаметром 20 мм и концевой частью в виде крюка невозможен.

Пример 4. Требуется запроектировать детали для подъема стеновой панели с исходными данными примера 3 в случае установки двух строповочных петель.

Перевод в горизонтальное положение производится с помощью кантователя, подъем — стропами со сгибом выступающей части. Параметры петли: $D = s = 3,5d_s$. Петли расположены на значительном расстоянии друг от друга и от края панели или проема.

Усилие на деталь (с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1) $F_n = 60/2 = 30$ кН. Диаметр стержня принимается по табл. 1 равным 20 мм, $D = 7$ см.

Глубину заделки определяем по формуле (1), в которой $y_l = 0,92$; для бетона с нормативной кубиковой прочностью 10 МПа по табл. 2 $R_{b,1cr} = 0,43$ кН/см^{3/2}, $d = 13$ см, $l = [(30 \cdot 1,4 \cdot 1,1)/(1,25 \cdot 0,92 \cdot 14 \cdot 0,43 \cdot 1)]^2 = 45$ см.

Предельную глубину заделки для петли определяем по формуле (3) при $\eta_3 = 3,6$; $d_{s,red} = 2 + 2/4 = 2,5$ см; $\eta_l = 5,4$ (при $t/d = 1,07$ — по табл. 4)

$$l_u = (5,4^2 \cdot 3,6 \cdot 2,5) / 13 \sqrt{7 \cdot 2,5} = 85 \text{ см} > 45 \text{ см.}$$

Принимаем глубину заделки равной 45 см.

Пример 5. Требуется запроектировать строповочные петли для подъема стеновой панели с исходными данными примера 3, для случая подъема с помощью самобалансирующих траверс усилие направлено вдоль петли.

Диаметр арматуры петли принимаем по табл. 1 равным 16 мм, $D = 56$ мм.

Глубину заделки определяем по формуле (1), так же, как и в примере 4, она равна 45 см.

Предельную глубину заделки для петли определяем по формуле (3) при $\eta_3 = 3,5$; $d_{s,red} = 1,6 + 2/4 = 2,1$ см; $\eta_l = 5,4$ (при $t/d = 1,07$ табл. 4)

$$l_u = (5,4^2 \cdot 3,5 \cdot 2,1) / 13 \sqrt{5,6 \cdot 2,1} = 55 \text{ см} > 45 \text{ см.}$$

Принимаем глубину заделки 45 см.

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О МАТЕРИАЛАХ И ИЗДЕЛИЯХ ДЛЯ ИЗОЛЯЦИИ СТЫКОВ

Наименование материала, ГОСТ или ТУ	Описание материала	Назначение материала	Средний расход на 1 м стыка	Примечания
1. Уплотняющие прокладки				
Прокладки резиновые пористые уплотняющие (ПРП), ГОСТ 19177-81	Вулканизированные пористые прокладки круглого (диаметром от 10 до 60 мм) и прямоугольного (30×40 и 40×60 мм) сечений из смесей на основе различных каучуков. Цвета: черный, коричневый	Устройство упругой основы под герметизирующие мастики в закрытых и дренированных стыках панелей наружных стен; устройство воздухозащиты в стыках всех типов	1,05 м	Интервал температур эксплуатации от —30 до +70 °С, для морозостойких прокладок от —60 до +50 °С. Рекомендуемое обжатие в стыке 20 — 50 %
Прокладки пенополиэтиленовые, уплотняющие сплошного сечения марки Вилатерм-СМ, ТУ 6-05-2048-87 с отверстием по центру сечения марки Вилатерм-СП, ТУ 6-221-762-86	Вспененные прокладки круглого (диаметры 30, 40 и 50 мм) и прямоугольного (30×40 и 40×60 мм) сечений, получаемые экструзией полиэтилена низкой плотности. Цвет серый	Устройство упругой основы под герметизирующие мастики в закрытых и дренированных стыках панелей наружных стен; устройство воздухозащиты в стыках всех типов. Прокладки прямоугольных сечений предназначены для горизонтальных открытых стыков	1,05 м	Интервал температур эксплуатации от —60 до +70 °С. Рекомендуемое обжатие в стыке 20 — 50 %
2. Герметизирующие мастики				
Мастика герметизирующая строительная, ГОСТ 14791-79	Вязкая однородная на основе полиизобутиленового, бутилового, этиленпропиленового, изопренового каучуков. Цвет	Герметизация закрытых и дренированных стыков панелей наружных стен средних размеров (до 4 м) и мест примыкания оконных и	1 кг	Интервал температур эксплуатации от —50 до +70 °С

	от светло-серого до коричневого	дверных блоков док граням проемов		
То же, ТЕГЕРОН ТУ 21-29-87-82	Вязкая однородная на основе синтетического каучука	То же, для северных районов	0,7 кг	Интервал температур эксплуатации от —60 до +70 °С
Отверждающая тиоколовая мастика марки АМ-5, ТУ 84-246-85	Двухкомпонентные материалы на основе полисульфидного каучука (тиокола); масса пастообразная перед смешиванием и резиноподобная после отверждения. Цвет светло-серый	Герметизация закрытых и дренированных стыков панелей наружных стен в том числе стыков панелей больших размеров (более 4 м)	0,3 кг	Интервал температур эксплуатации от —50 до +70 °С
Отверждающая герметизирующая мастика марки ЛТ-1, ТУ 38.103650-88	Двухкомпонентный материал на основе ТПМ-полимера: масса пастообразная перед смешиванием и резиноподобная после отверждения. Цвет серый	То же	0,3 кг	То же, нанесение грунтовки не требуется
Отверждающиеся бутил-каучуковые мастики марок Гермабутил-УМ и Гермабутил-М, РСТ УССР 5018-81	Двухкомпонентные материалы на основе бутилкаучука, смешиваемые перед употреблением. Цвет темный и светлый	Герметизация закрытых и дренированных стыков панелей наружных стен	0,3 кг	Интервал температур эксплуатации от —50 до +80 °С
Отверждающаяся герметизирующая мастика марки Геростом ТУ 21-29-113-86	Однокомпонентный материал на основе карбоксилатного каучука и эпоксидной смолы. Цвет бежевый	Герметизация закрытых и дренированных стыков панелей наружных стен и металлических элементов в сборном строительстве	0,4 кг	Интервал температур эксплуатации от —40 до +70 °С. Нанесение грунтовых составов не требуется
Клей — герметик кремнийорганический Эла-стосил-11-06, ТУ 6-02-775-76	Однокомпонентный отверждающийся материал на основе силиконового каучука. Цвет	Герметизация стыков панелей наружных стен в суровых климатических условиях	0,3 кг	Интервал температур эксплуатации от —55 до +90 °С

	светлый			
3. Воздухозащитные ленты				
Лента воздухо-защитная Герволент, ТУ 21-29-46-84	Лента из невулканизированной резины на основе синтетических каучуков. Ширина 180 мм, толщина 1,2 мм	Оклейка межпанельных вертикальных стыков изнутри при монтаже зданий	0,3 кг	Интервал температур эксплуатации от —40 до +80 °С. Наклеивается на клеях типа КН или клее-герметике 51-Г-18
Лента герметизирующая самоклеющаяся Герлен-Д, ТУ 400-1-165-79	Нетвердеющая клейкая лента, дублированная с одной стороны нетканым синтетическим материалом. Ширина 100, 120, 200 мм; толщина 3 мм	То же	0,4 кг (при ширине не 100 мм)	Интервал температур эксплуатации от —50 до +60 °С. Наклеивается после обработки поверхности клеом-герметиком 51-Г-18
4. Водоотбойные экраны				
Профили поливинилхлоридные, ТУ 21-29-78-82	Комплект из двух профилей направляющих длиной 2850 мм каждый и водоотбойного экрана той же длины, изготовляемый из пластмассы на основе жесткого ПВХ. Цвет серый	Водозащита вертикальных стыков панелей наружных стен (жесткий экран)	1 м экран	Интервал температур эксплуатации от —40 до +70 °С
Лента алюминиевая гофрированная	Водоотбойный экран в виде гофрированной ленты из алюминиевых сплавов марок А-1, АД-1, Ам _ц , Ам _г . Ширина 60 мм	То же	1 м ленты	То же
Лист стабилизированного полиэтилена (высокого давления), ГОСТ 16337-77*	Лента шириной 85 и 110 мм, толщиной 1,5—1,8 мм. Цвет черный	Водозащита вертикальных стыков панелей наружных стен (гибкий экран)	0,25 кг	Интервал температур эксплуатации от —40 до +70 °С
Лист из частич-	Лента шириной	То же	0,16 кг	То же

но вспененного стабилизированного полиэтилена, ТУ П-42-71	85 и 110 мм толщиной 1,5 — 1,8 мм. Цвет черный			
Резиновый лист, ГОСТ 7338-77*	Лента шириной 85 и 110 мм, толщиной 1,5 — 1,8 мм	Водозащита вертикальных стыков панелей наружных стен (гибкий экран)	0,16 кг	Интервал температур эксплуатации от —40 до +60 °С
5. Водоотводящие фартуки				
Резиновый лист, ГОСТ 7338-77*	Лист из атмосферостойкой резины толщиной 1,5 — 2 мм	Водоотводящий фартук для стыков открытого и дренированного типа	Размер 220 × 220 мм	Наклеивается на клеях типа КН на верхние грани панелей в местах пересечения вертикального и горизонтального стыков
Фольгоизол, ГОСТ 20429-84	Рулонный материал из тонкой рифленой фольги, покрытой с одной стороны слоем резинобитумного вяжущего	То же	То же	Наклеивается на резинобитумных мастиках
6. Грунтовочные и клеящие составы				
Герметик высыхающий 51-Г-18, ТУ 400-1-137-78	Однокомпонентный состав на основе дивинилстирольного термозластопласта в растворителе	Огрунтовка стыкуемых поверхностей бетонных панелей наружных стен в заводских условиях; приклеивание воздухозащитных лент	0,4 кг	Интервал температур эксплуатации от —70 до +70 °С
Состав латексный грунтовочный ЛСГ-905, ТУ 400-1-209-80	Однокомпонентный состав на основе латекса и бутилкаучука. Цвет серый	Гидрофобное покрытие стыкуемых поверхностей бетонных панелей наружных стен в заводских условиях при применении открытых стыков	0,3 кг	Интервал температур эксплуатации от —50 до +50 °С
Мастики клеящие каучуковые КН-2 и КН-3, ГОСТ 24064-80	Вязкие однокомпонентные пастообразные сос-	Огрунтовка стыкуемых поверхностей бетонных	0,2 кг	

	тавы на основе хлоропренового каучука в растворителе	панелей наружных стен в заводских условиях, приклеивание водоотводящих фартуков и прокладок ПРП при устройстве воздухозащиты		
Праймер 141-50, ТУ 6-02-983-75	Прозрачная жидкость желтоватого цвета или бесцветная	Огрунтовка граней панелей перед нанесением герметика Эластосил П-06	0,2 кг	Наносится кистью или набрызгом
Состав грунтовочный поднетвердеющие мастики ЛСГ-Н, ТУ 21-29-128-87	Однокомпонентный состав на основе латексов. Цвет светло-бежевый	Огрунтовка граней панелей в заводских условиях перед нанесением нетвердеющих мастик	0,3 кг	Наносится кистью