

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-теплового 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 натурных 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 плитах 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 слой 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 D 1300.

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 раздельных 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 многопустотных 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 $a = 0,14 l - 20d$, 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 слои 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.

Таблица 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
		100	71	27,31	0,55
3	Вр-I	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
		100	283	101,88	2,22
6	А-III	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

10	A-III	300	261	98	2,04
12	A-III	100	1131	424	8,88
12	A-III	200	5,65	212	2,44
		300	377	141,3	2,96
		100	1539	577	12,1
14	A-III	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 заземленные 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 заземленную по трем сторонам со свободной четвертой стороной.

При монолитных наружных стенах, которые бетонируются после возведения внутренних конструкций, плиты перекрытий в зависимости от узла их сопряжения с наружной стенкой могут проектироваться заземленными 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 заземленные 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.

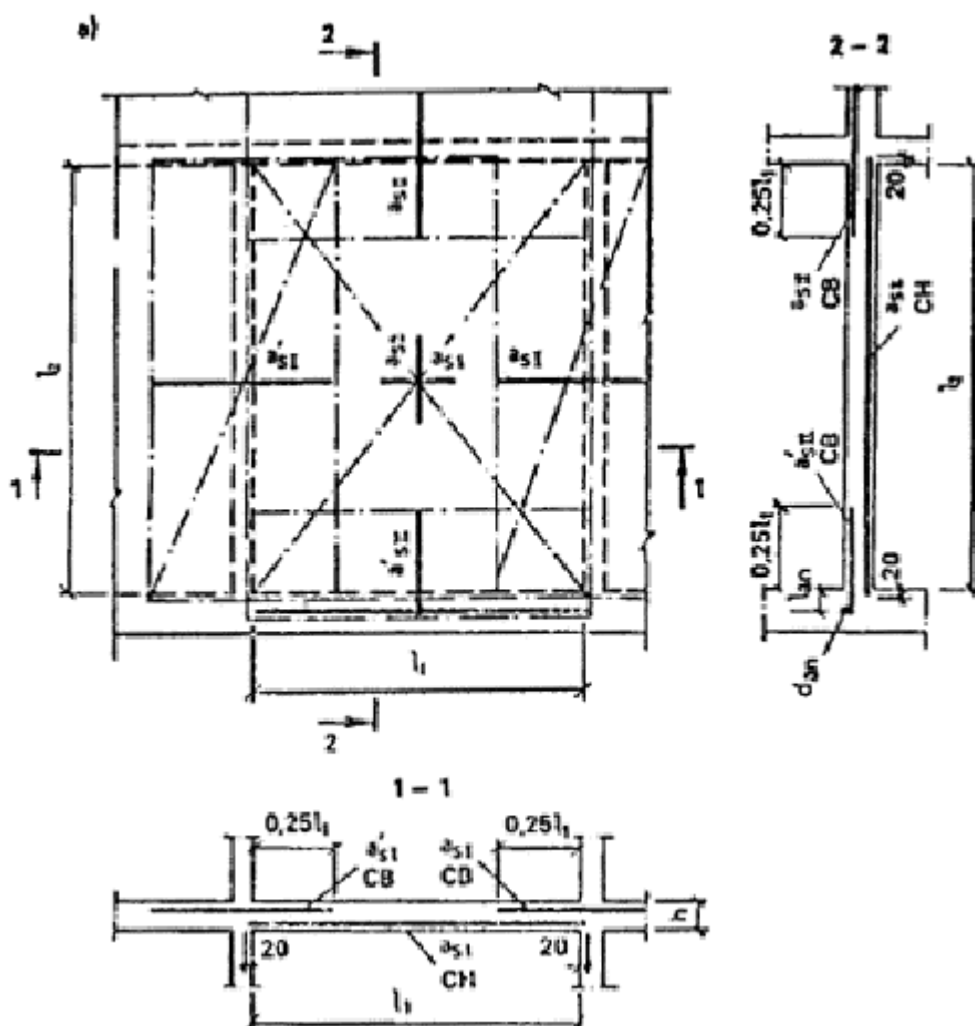
При одностороннем опирании плит перекрытий на стены в случае недостаточной длины анкеровки верхней сетки рекомендуется предусматривать приварку к ней поперечных анкерующих стержней.

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 плиты, 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.



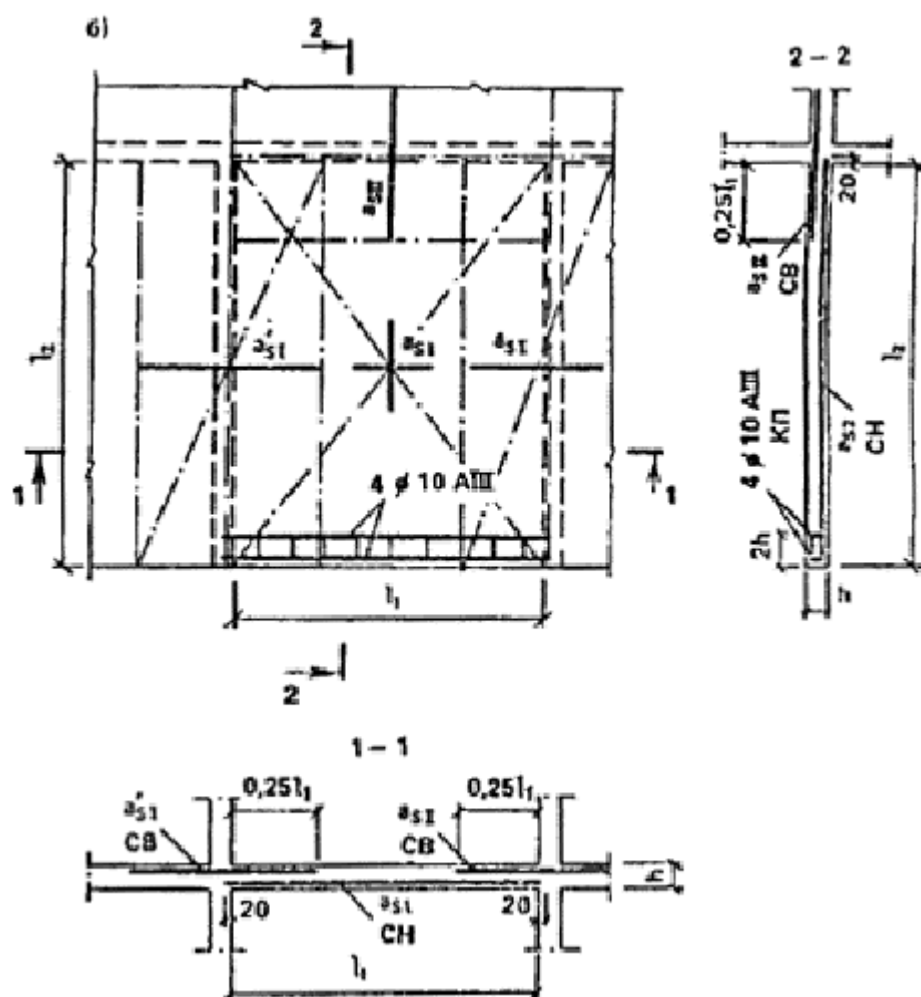


Рис. 42. Схемы армирования монолитной плиты

а — защемленный по контуру; б — защемленной по трем сторонам и четвертой свободной

CB — сетка верхнего армирования, CH — 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 $l_{ан}$, где $l_{ан}$ — 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.

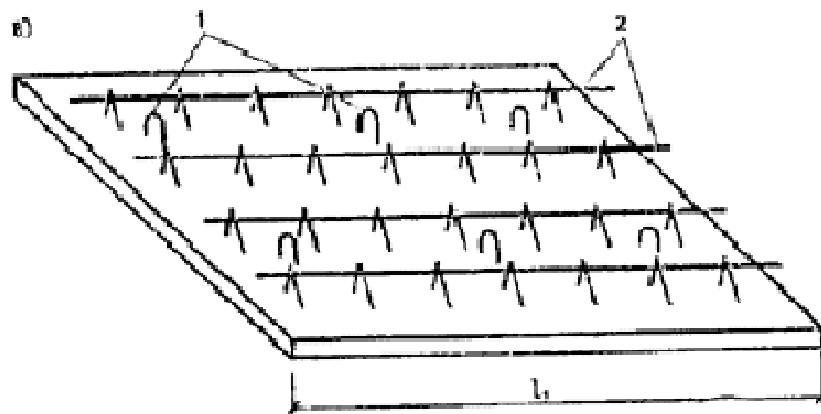
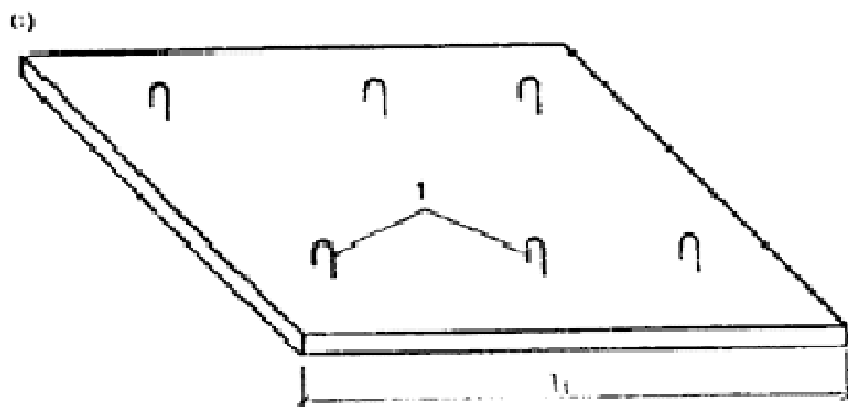
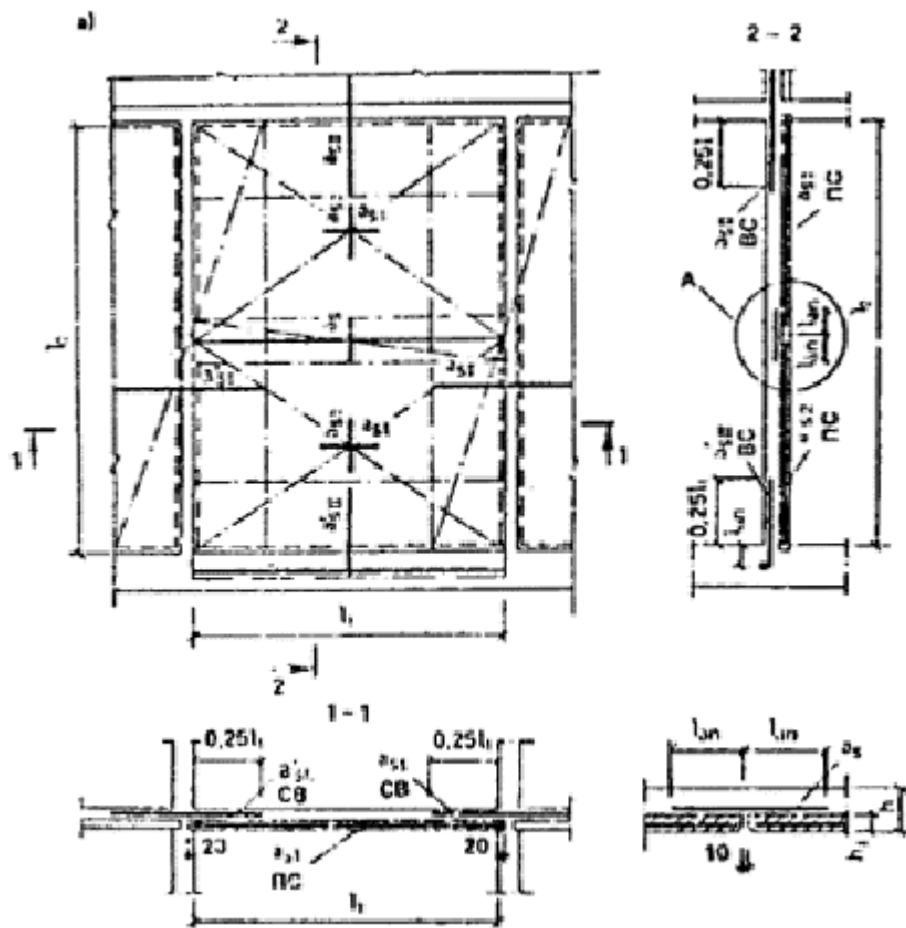


Рис. 43. Сборно-монолитная плита

а — 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 ненесущих наружных стен и перегородок рекомендуется учитывать следующим образом:

для жестких ненесущих 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 ненесущих 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 (призменная 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 $\varphi = 45^\circ$;

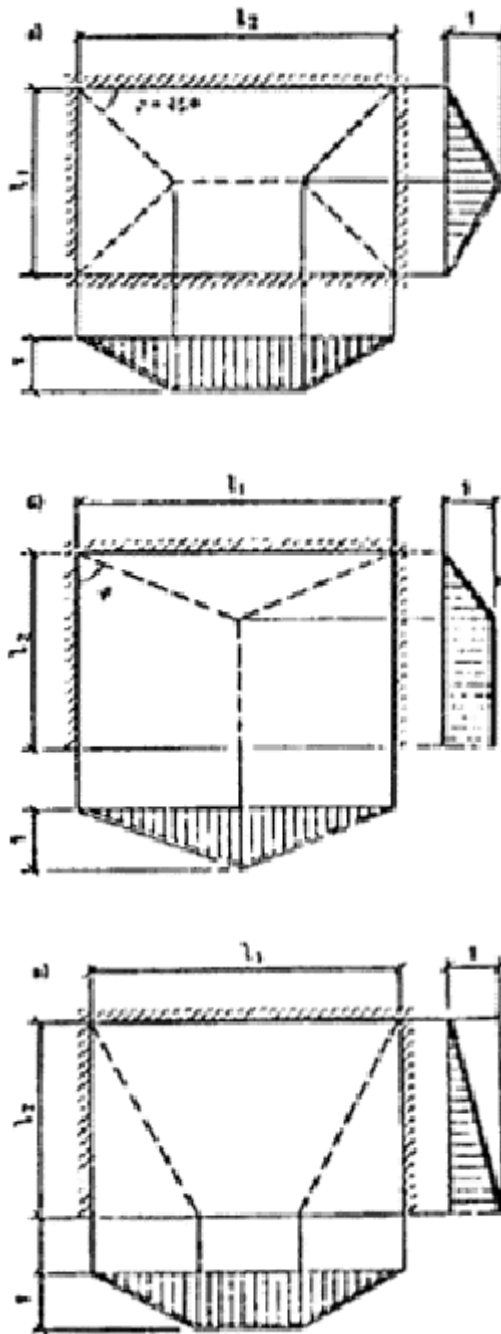


Рис. 44. Расчетные схемы излома свободно опертой плиты
 а — опертой по контуру; б, в — опертой по трем сторонам

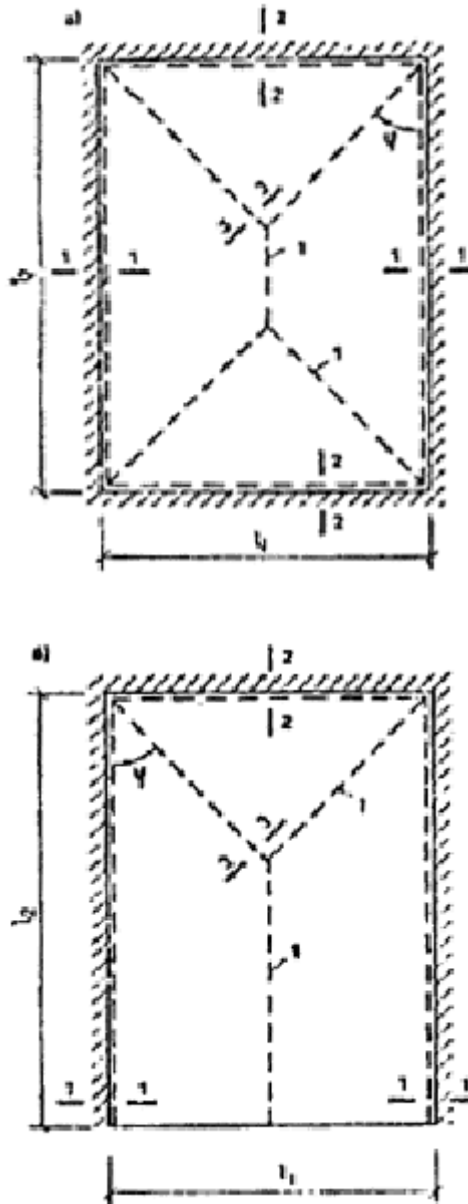


Рис. 45. Расчетные схемы излома плиты, защемленной по контуру (а) и трем сторонам (б)

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 загрузке 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:

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

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;

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

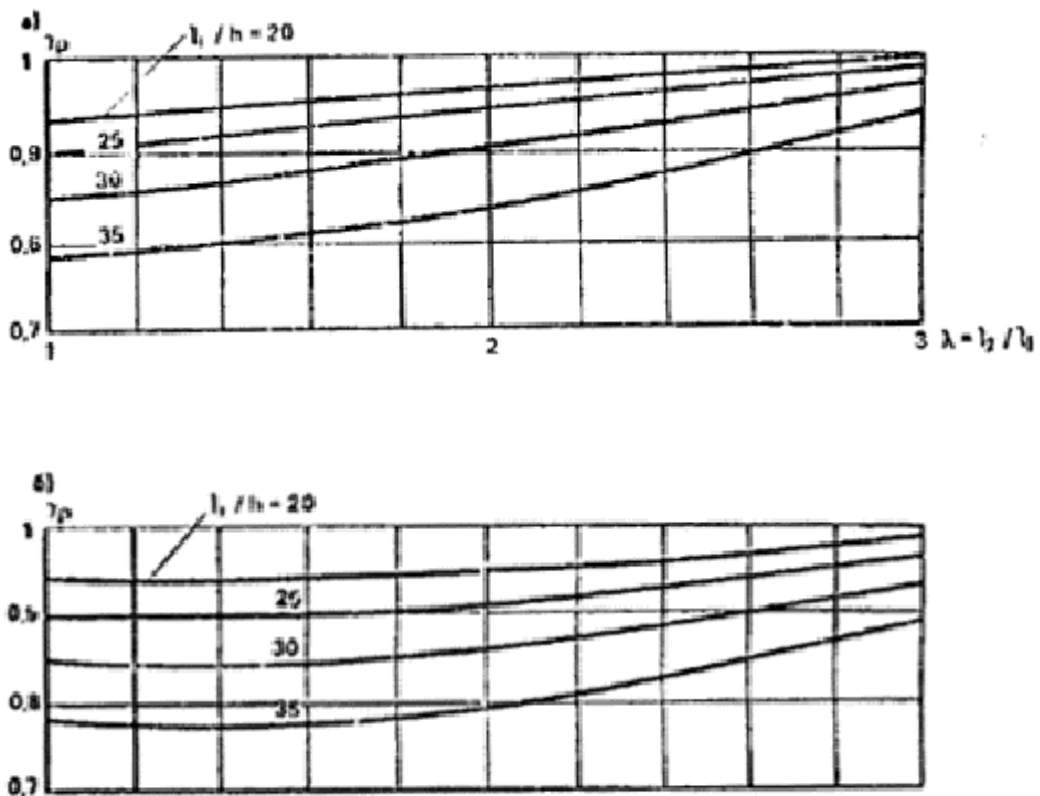


Рис. 46. График для определения коэффициента γ_p , учитывающего пространственную работу плиты, опертой по контуру

а — при равномерном армировании; б — 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

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

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

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

$$\bar{q} = \frac{24}{l_1^3} \cdot \frac{2M_1 v_\varphi + M_2}{v_\varphi (6\lambda - v_\varphi)}, \quad (156)$$

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

ψ — коэффициент ортотропии армирования

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

При изломе плиты по схеме рис. 44, в

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

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

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)

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

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

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

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

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

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

$$v_{opt} = \gamma_s h_{o2} / (\lambda h_{o1}); \quad (166)$$

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_{o1} , h_{o2} — 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

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

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

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

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

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

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 $b_{w,red}$ определяют по формулам,

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

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

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

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 многопустотной 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

$$q \leq \frac{0,15R_{bt}b_{\omega\omega}(h-h_f)\gamma_{\omega\omega}}{s_0(l_2-s_0+0,5b_{\omega\omega})}; \quad (186)$$

для ближайшего к опорному промежуточного ребра

$$q \leq \frac{0,15R_{br}b_w(h-h_f)\gamma_w}{s(l_2-s_o-0,5s)} \quad (187)$$

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

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

s — шаг пустот;

$$\gamma_w = \pi \left(1 + \frac{\pi^2 \lambda}{4} \frac{E_y I}{G_b I_{tor}} \right), \quad (189)$$

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

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

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

$$I_{tor} = \frac{2(l_2 - b_{oo})^2 (h - h_f)^2}{(l_2 - b_{oo}) / (h - h_f) / b_{oo}}; \quad (191)$$

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

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

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;

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

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

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_{crc2} определяется для сечения по пустоте; при симметричном по высоте расположении пустот

$$M_{crc2} = R_{bt,ser} h_f (h - h_f) l_1. \quad (200)$$

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_I , ψ_{II} , которые характеризуют соотношение изгибающих моментов в пролетных и опорных сечениях плиты, приходящихся на единицу длины сечения (рис. 47).

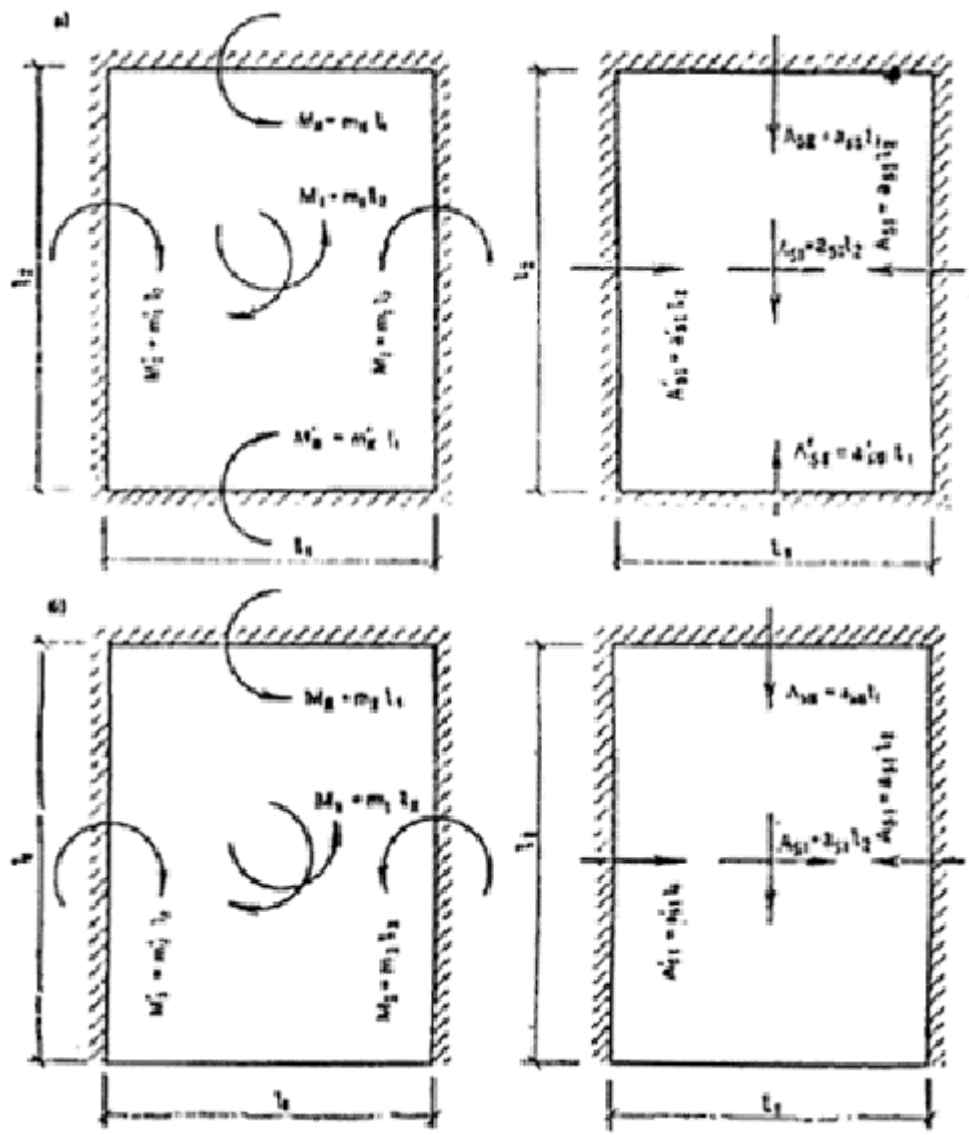


Рис. 47. Схемы действия изгибающих моментов и распределения рабочей арматуры в плитах

а — защемленных по контуру; б — защемленных 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 защемления 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	1 2	1 2
		0,5 0,3		
		0,4 0,2		
		0,2 0,15		
По трем сторонам, один	0,7 1,5	0,3 0,1	1 2	1 2

край свободный				
----------------	--	--	--	--

При заданной распределенной нагрузке на плиту q погонный изгибающий момент m_1 , по которому подбирается пролетная арматура, располагается вдоль пролета l_1 , определяется по формулам:

для плиты, защемленной по контуру,

$$m_1 = \frac{ql_1^2}{12} \cdot \frac{3\lambda - 1}{\lambda(2 + \psi_I + \psi'_I) + \psi(2 + \psi_{II} + \psi'_{II})}; \quad (203)$$

для плиты, защемленной по трем сторонам и одной свободной,

$$m_1 = \frac{ql_1^2}{24} \cdot \frac{6\lambda - 1}{\lambda(2 + \psi_I + \psi'_I) + \psi(1 + \psi_{II})}; \quad (204)$$

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_1 , (для свободного края величина ψ'_{II}).

Погонные изгибающие моменты в других сечениях плиты вычисляют по формулам:

$$m_2 = m_1 \psi; \quad (205)$$

$$m_I = m_1 \psi_I; \quad (206)$$

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

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_1 ; m_{II} — то же, вдоль пролета l_2 .

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

$$m_{(II)} \leq 0,9h_0 n_{an}, \quad (208)$$

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_{an} , приходящегося на один продольный стержень.

Таблица 12

n_{an} , кН	4,5	8	13,5	19,5	26	31	43,5
Диаметр поперечного стержня d_{an} , 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 $0,5 \text{ кН/м}^2$ (50 кгс/м^2).

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 длительно 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 ненесущих 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 заземления (при учете двух стадий работы плиты); q_2 — то же, после заземления 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_1 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 заземления), при определении прогибов и раскрытии трещин следует различать случаи, когда трещины образуются до и после заземления плиты.

Расчет железобетонных плит по образованию трещин

6.44. Образование трещин проверяют для сечения по середине пролета l_1 плиты, а для заземленных 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 заземления), 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 заземления; 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 заземления,

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

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

$$K_\phi = d(b_{\phi,1}^3 / \lambda_{m1} + b_{\phi,2}^3 / \lambda_{m2}) / 12, \quad (217)$$

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} — изгибающий момент, при котором образуются трещины в опорном сечении плиты.

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

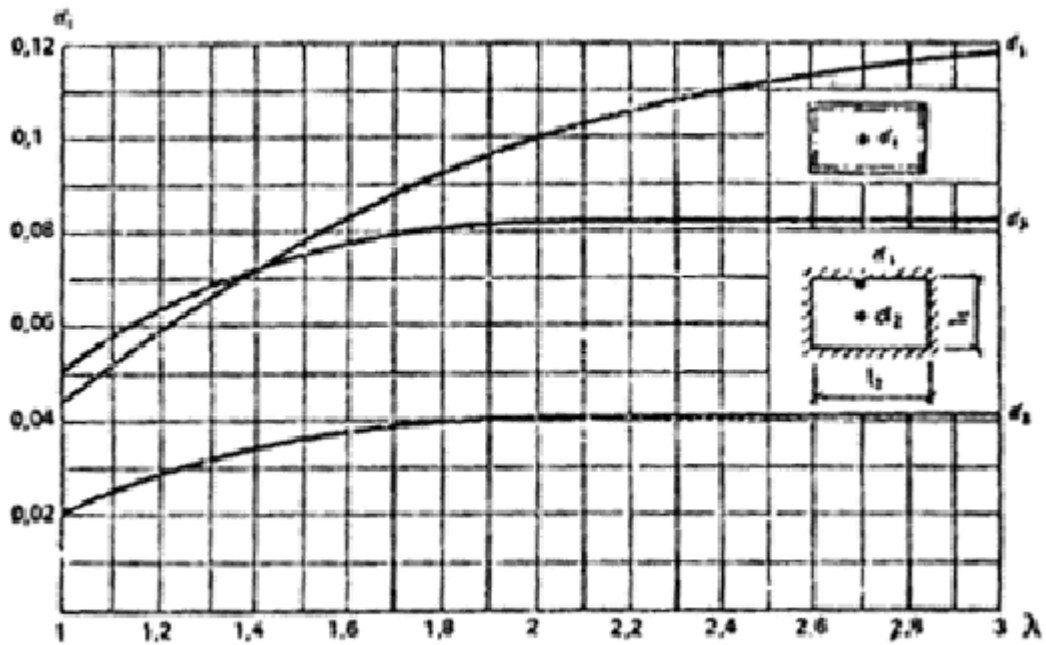


Рис. 48. Коэффициенты для плит, свободно опертых по контуру

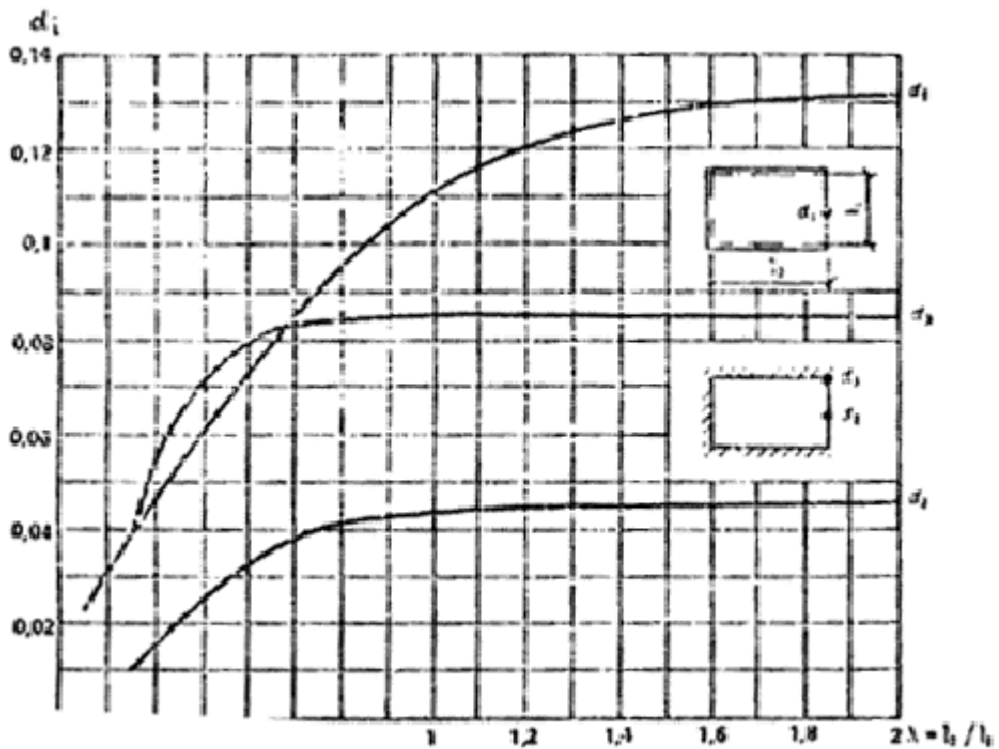


Рис. 49. Коэффициенты для плит, свободно опертых по трем сторонам

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

$$q_{crс,i} = a_i^0 h^2 R_{bt}, \quad (218)$$

где a_i^0 — коэффициент, определяемый в зависимости от соотношения сторон плит и схемы защемления по табл. 13.

Таблица 13

Опирание плиты	Соотношение сторон $\lambda = l_2/l_1$	Коэффициенты			
		a_1^0	a_2^0	a_3^0	β^0
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
Защемление 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, $q_{crс} > q_l$

$$f = \varphi_{b2} \Gamma_1 \beta_1 q_l / (\varphi_{b1} E_b h^3), \quad (219)$$

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;

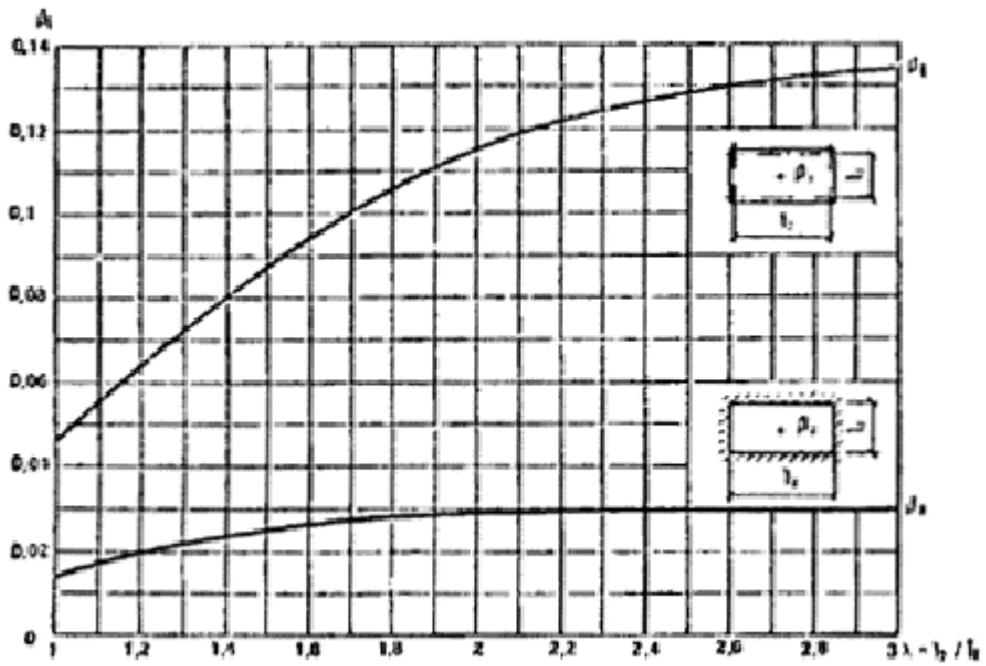


Рис. 50. Коэффициенты β_i для плит, свободно опертых по контуру

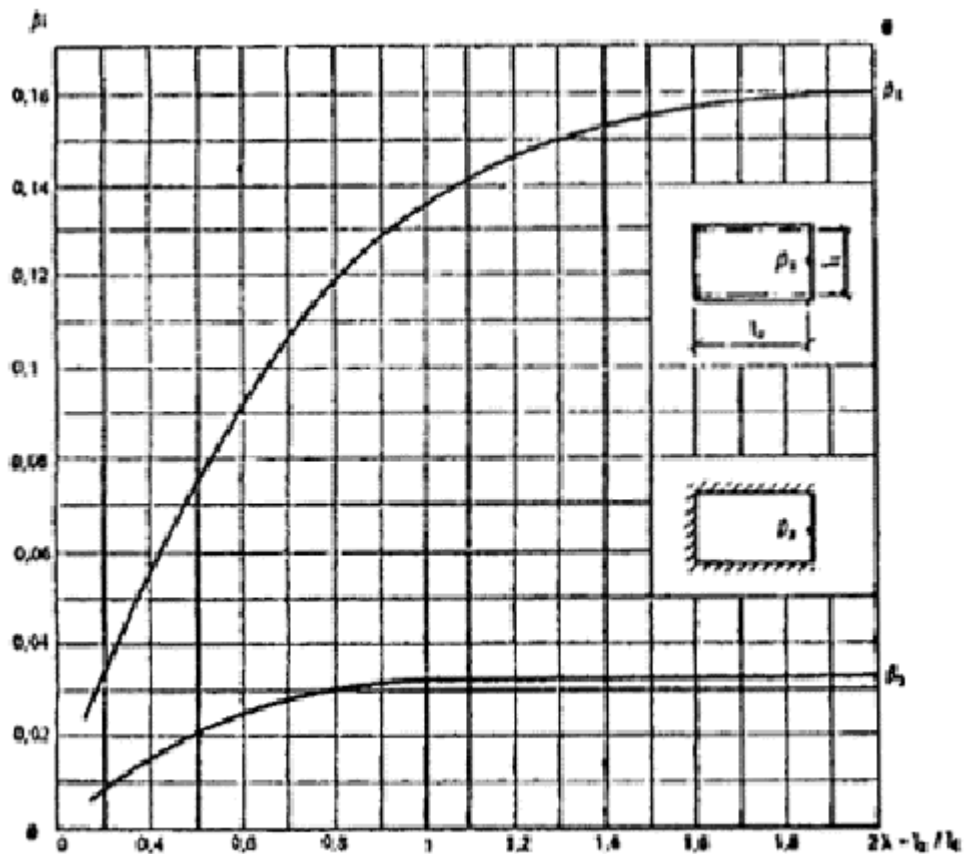


Рис. 51. Коэффициенты β_i для плит, свободно опертых по трем сторонам

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

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

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

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

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

$$\eta_1 = h_{01} / (h_{01} - 0,7), \quad (225)$$

но не более 1,2; в остальных случаях принимается по СНиП 2.03.01—84. В формуле (225) величину h_{01} 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 $q_{crc} \geq q_n$,

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

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 заземления), разрешается определять по формулам:

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

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

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, $q_1 < q_{crc}$

$$f = \varphi_{b2} [f_{crc}^0 + (f_{ser} - f_{crc}^0)(q_1 - q_{crc}^0) / (q_{ser} - q_{crc}^0)], \quad (233)$$

где

$$f_{crc}^0 = [\beta_1 q_{crc}^0 - (q_{crc}^0 - q_1)(\beta_1 - \beta_2)a] \Gamma^4 / (\varphi_{b1} E_b h^3), \quad (234)$$

q_{crc}^0 — 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 ($q_{crc} \geq q_n$)

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

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

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

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

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

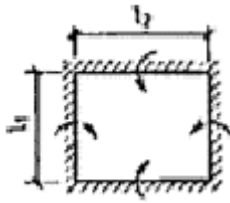
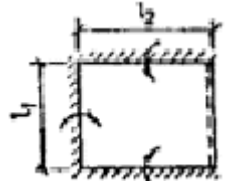
f_{ser}^p — прогиб защемленной плиты в предельном состоянии от длительных нагрузок, вычисленный исходя из расчетных характеристик бетона и арматуры для предельных состояний второй группы

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

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;

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

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

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

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 $q_l \leq q_{crc} < q_n$

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

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

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

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.

54. Для монтажных (подъемных) петель плит перекрытий следует применять только горячекатаную арматурную сталь класса А-I.
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, приходящийся на единицу ширины сечения, определяют по формуле

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

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

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

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

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

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

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

6.58. Плиты, поднимаемые за 6 точек с помощью траверсы, обеспечивающей равенство усилий во всех стропях, 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 устанавливаются 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).

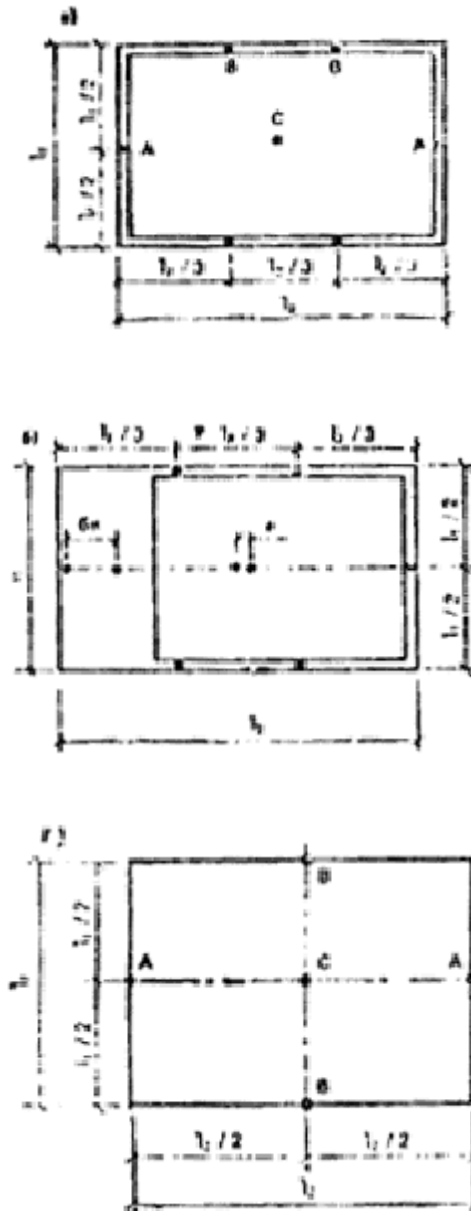


Рис. 52. Размещение монтажных петель в плите, опертой на стены по контуру

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

В случае асимметричных плит с балконами и плитами основания отдельного (плавающего) пола монтажную петлю, расположенную со стороны балкона, рекомендуется смещать по направлению к центру тяжести изделия на величину be (рис. 52, б). 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, в). Указанные плиты следует рассчитывать по формуле (254), принимая коэффициент β по табл. 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.

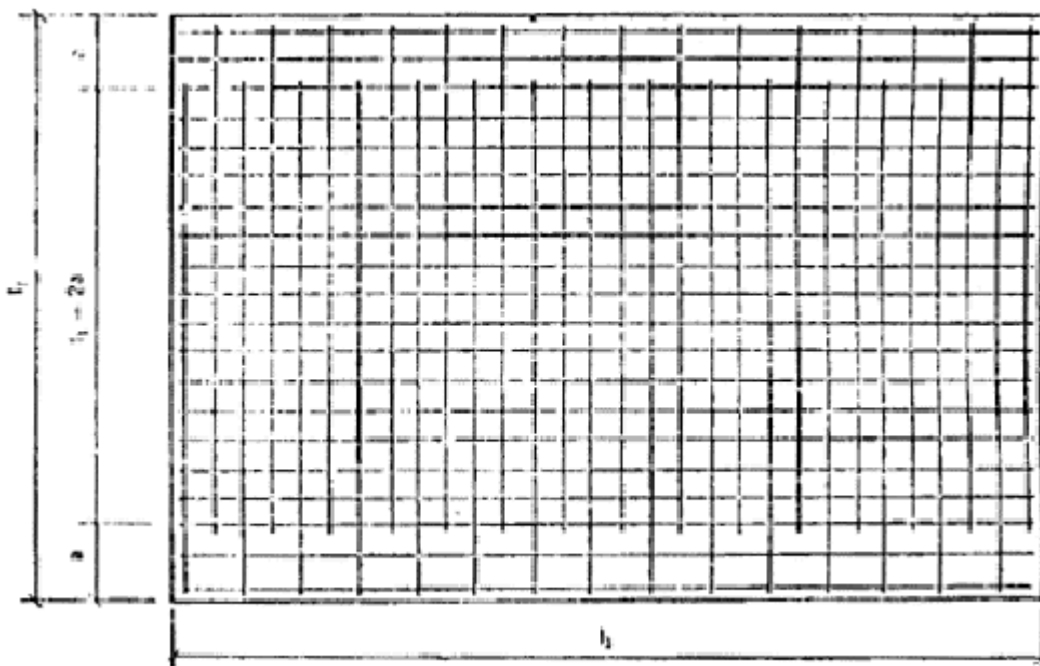


Рис. 53. Схема к примеру расчета сборной плиты перекрытия, опертой по контуру

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 $G = 1,3$ 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 загрузки.

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

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:

$$M_b = R_b b h^2 / 3,5; \quad (255)$$

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

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

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

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 $M_o = q^2 l_1/8 = 7350 \cdot 3,53^2 \cdot 6,51/8 = 74530$ 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 $h_{o1} = 100$ мм, $h_{o2} = 92$ мм.

$$v_{opt} = \frac{\gamma_s h_{o2}}{\lambda h_{o1}} = \frac{0,9 \cdot 92}{1,844 \cdot 100} = 0,45.$$

Тогда коэффициент

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:

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

$$M_2 = M_o \gamma_p \frac{v_{opt}^2}{3 \lambda} = 74,53 \times 10^6 \cdot 0,90 \frac{0,45^2}{3 \cdot 1,833} = 2,7 \cdot 10^6 \quad \text{Н·мм. Определим требуемое}$$

армирование вдоль пролета l_1 :

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - 2 M_1 / (R_b l_1 h_{o1}^2)} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 61,1 \times 10^6 / (6,5 \cdot 6510 \cdot 100^2)} = 0,158, \quad N_{s1} = R_b h_{o1} \xi_1$$

= $6,5 \cdot 100 \cdot 0,158 = 103$ Н/мм.

По табл. 10 принимаем арматуру диаметром 10 мм из стали класса А-III с шагом 300 мм ($N_{s1} = 98$ Н/мм; $a_{s1} = 261$ мм²/м).

Коэффициент армирования $\mu_1 = a_{s1}/(h_{o1} \cdot 10^3) = 261/(100 \cdot 10^3) = 2,61 \cdot 10^{-3} = 0,261 \% > \mu_{min} = 0,05 \%.$

Требуемое армирование вдоль пролета l_2 :

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

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

$$\mu_2 = \frac{a_{s2}}{h_{02} \cdot 10^3} = \frac{23}{92 \cdot 10^3} = 2,5 \cdot 10^{-4} = 0,025\%.$$

Коэффициент армирования 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):

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

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

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):

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

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:

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 2,75 \times 10^3) / (6 \cdot 92^2)} = 0,056; \quad N_{s2} = 6 \cdot 92 \cdot 0,056 = 30,7 \text{ Н/мм.}$$

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 $M_2 = M_{s2} l_1 (h_{02} - 0,5 N_{s2} / R_b) = 31,5 \cdot 3530 (92 - 0,5 \cdot 31,5 / 6) = 9,9 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$.

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

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

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

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

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 $M_{cr} = l_2 h_2 R_{bt,ser} / 3,5 = 6510 \cdot 1202 \cdot 1,15 / 3,5 = 30,8 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$.

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

Нагрузка, при которой в пролете плиты образуются трещины,

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

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

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

Предельный прогиб плиты, соответствующий нагрузке q_l

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

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

Коэффициенты $\eta_1 = h_{01}/(h_{01} - 0,7) = 100/(100 - 7) = 1,075$; $\eta_2 = 1 + 0,2(\lambda - 1) = 1 + 0,2(1,844 - 1) = 1,17$.

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

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

Прогиб плиты определяем по формуле $f = \phi_{b2} f_{crc} + (f_{ser} - \phi_{b2} f_{crc}) (q_1 - q_{crc}) / (q_{ser} - q_{crc}) = 5,6 + (82 - 5,6) (5,27 - 4,2) / (8,81 - 4,2) = 23,3 \text{ мм} > l/200 = 3530/200 = 17,6 \text{ мм}$.

Прогиб превышает допустимую величину. Необходимо увеличить армирование плиты.

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

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

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

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

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

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

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.

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 складываемых на перекрытии материалов. Временную монтажную нагрузку рекомендуется принимать не менее $0,5 \text{ кН/м}^2$ (50 кгс/м^2).

Для второй стадии работы плиты определяют кратковременные прогибы от нагрузки, приложенной после заземления плиты (перегородки из штучных материалов, полы, временная нагрузка), и приращение прогибов от всех длительно 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 заземления на опорах рекомендуется учитывать конечную жесткость при повороте опорных креплений.

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 заземления (при учете двух стадий работы плиты); q_2 — то же, после заземления 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_1 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 заземления), при определении прогибов и раскрытии трещин следует различать случаи, когда трещины образуются до и после заземления 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

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

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,

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

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

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

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 опорных 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.

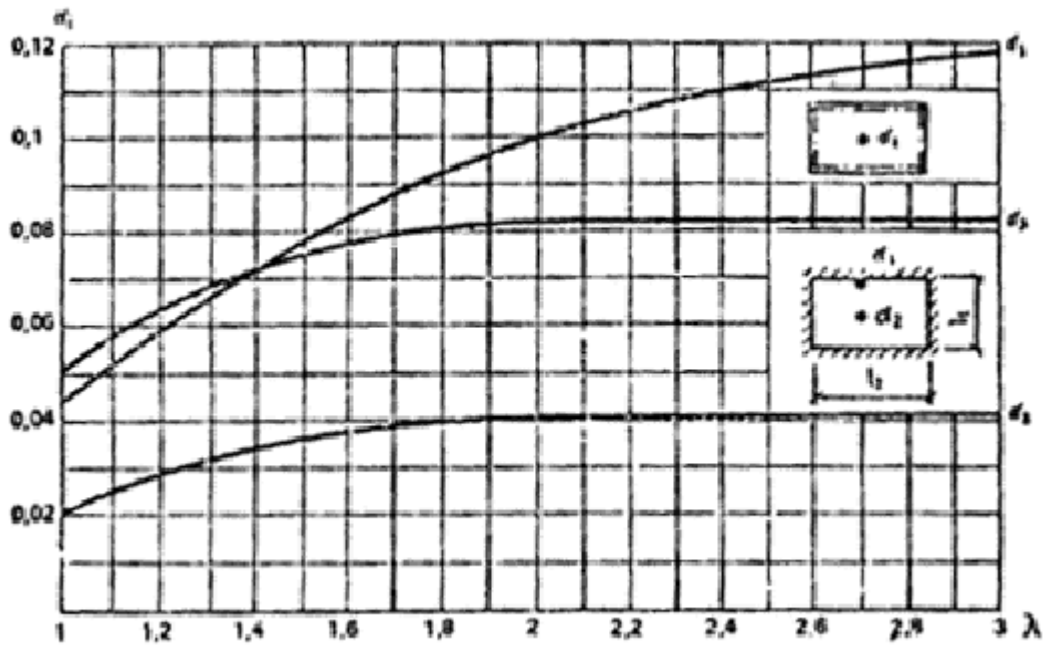


Рис. 48. Коэффициенты для плит, свободно опертых по контуру

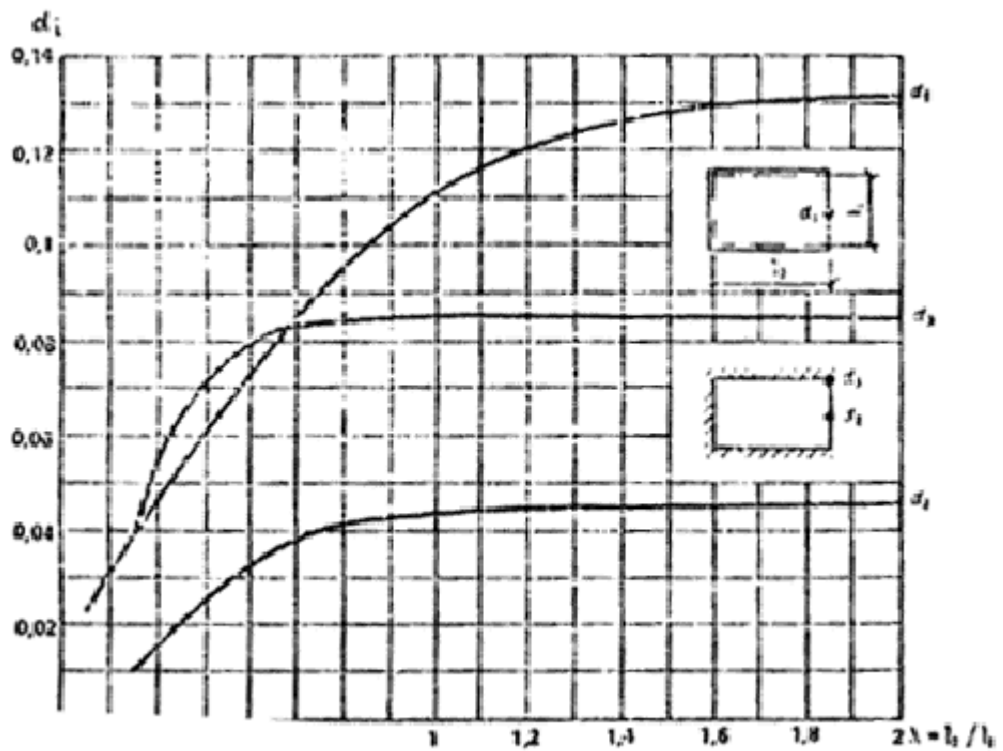


Рис. 49. Коэффициенты для плит, свободно опертых по трем сторонам

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

$$q_{cr,c,i} = \alpha_i^0 h^2 R_{bt}, \quad (218)$$

где a_i^0 — коэффициент, определяемый в зависимости от соотношения сторон плит и схемы защемления по табл. 13.

Таблица 13

Опираение плиты	Соотношение сторон $\lambda = l_2/l_1$	Коэффициенты			
		a_1^0	a_2^0	a_3^0	β^0
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
Защемление 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, $q_{cpc} > q_n$

$$f = \varphi_{b2} \Gamma_1 \beta_1 q_l / (\varphi_{b1} E_b h_3), \quad (219)$$

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;

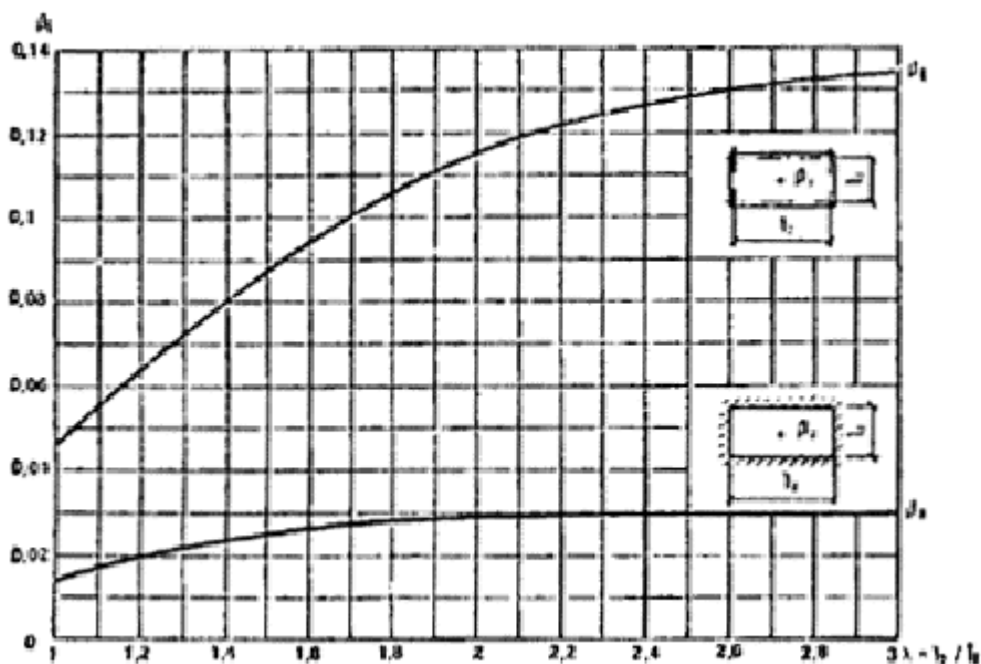


Рис. 50. Коэффициенты β_i для плит, свободно опертых по контуру

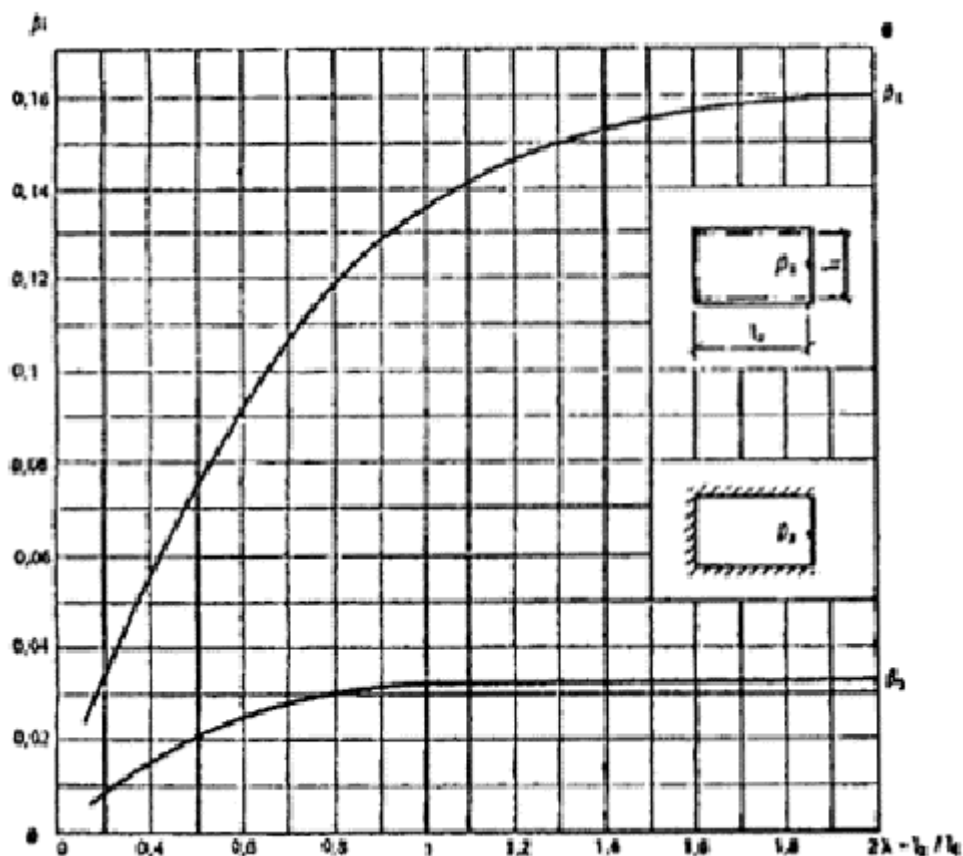


Рис. 51. Коэффициенты β_i для плит, свободно опертых по трем сторонам

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

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

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

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

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

$$f_{ser} = \frac{0,14 l_1^2 R_{s,ser}}{h_{01} E_{s1}} \left(1 + \frac{0,9 \mu E_{s1}}{\xi E_b \nu} \right) \eta_1 \eta_2, \quad (222)$$

$R_{s,ser}$ — 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,

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

μ_1, μ_2 — коэффициенты армирования (отношение площади сечения арматуры к площади всего сечения) соответственно вдоль пролетов l_1 и l_2 ; $\nu \varphi$ — 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 $q_{crc} \geq q_n$,

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

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 заземления), разрешается определять по формулам:

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

$$f = \varphi_{b2} f^t_1 [\beta_1 q_l - a(q_l - q_1)(\beta_1 - \beta_2)]/(\varphi_{b1} E_b h^3), \quad (230)$$

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

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

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

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

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

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

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

где

$$f_{crc} = [\beta_1 q_{crc}^0 (q_{crc}^0 - q_l) (\beta_1 - \beta_2) a] l^4 / (\varphi_{b1} E_b h^3), \quad (234)$$

q_{crc}^0 — 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 ($q_{crc} \geq q_l$)

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

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

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

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

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

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

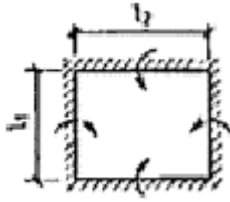
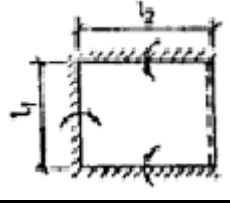
$$f_{ser} = f_{ser0}, \quad (238)$$

где f_{ser0} — 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 $q_l < q_{crc} \leq q_n$

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

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 $q_l \leq q_{crc} < q_n$

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

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

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

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

$$\omega_1 = \frac{m_0(m_n - m_{crc})(m_l + \sigma W_o)}{m_l(m_0 - m_{crc})(m_n + \sigma W_o)}; \quad (245)$$

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_0 — момент, при котором растянутый бетон над трещинами практически выключается из работы:

$$m_0 = 1,2m_{crc} \left(1 + \frac{35\mu E_s}{\eta E_b} \right) \leq 3,3m_{crc}; \quad (248)$$

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

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

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.

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

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, приходящийся на единицу ширины сечения, определяют по формуле

$$m = M/b, (250)$$

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

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

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

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

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

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

6.58. Плиты, поднимаемые за 6 точек с помощью траверсы, обеспечивающей равенство усилий во всех стропях, 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 устанавливаются 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

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

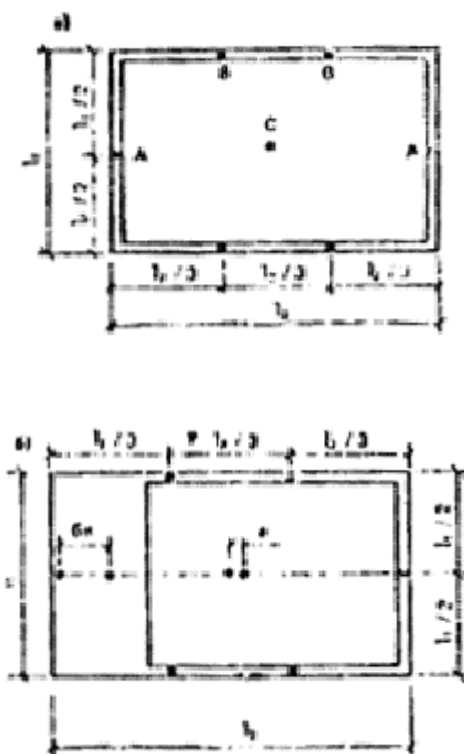
где β — безразмерный коэффициент, принимаемый для различных точек плиты по табл. 16, в зависимости от соотношения сторон плиты $\lambda = l_2/l_1$.

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).



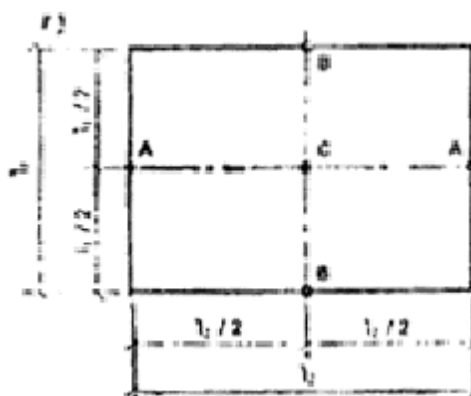


Рис. 52. Размещение монтажных петель в плите, опертой на стены по контуру

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

В случае асимметричных плит с балконами и плитами основания отдельного (плавающего) пола монтажную петлю, расположенную со стороны балкона, рекомендуется смещать по направлению к центру тяжести изделия на величину $6e$ (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.

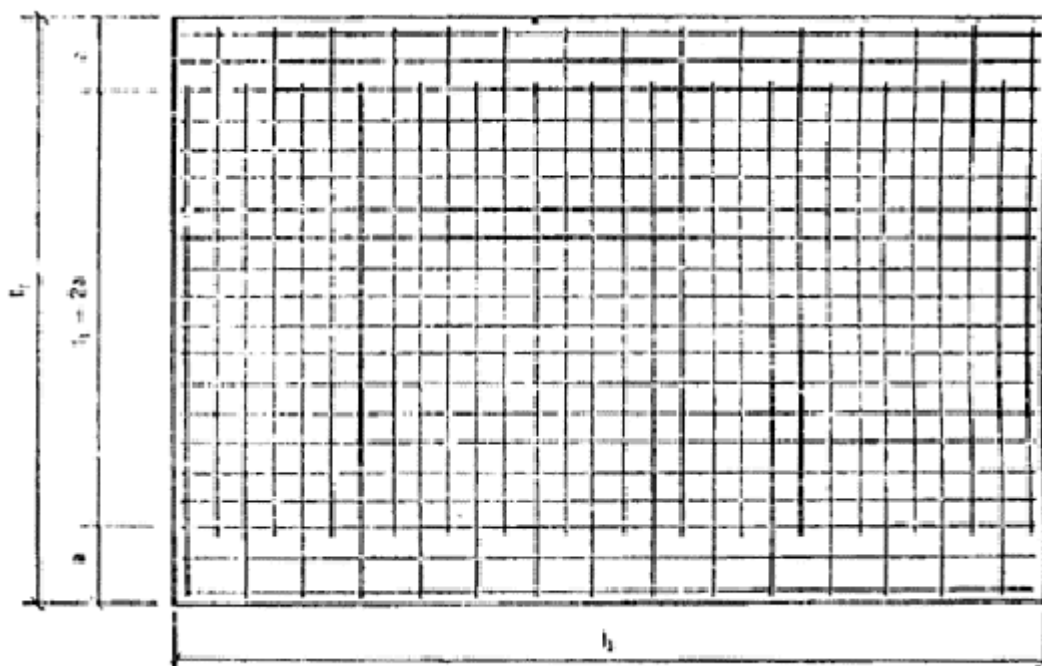


Рис. 53. Схема к примеру расчета сборной плиты перекрытия, опертой по контуру

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 $G = 1,3$ 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 загрузки.

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

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 бетонировается 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:

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

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

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

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

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 $M_o = q l^2 / 8 = 7350 \cdot 3,53^2 \cdot 6,51 / 8 = 74530$ 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-1. При таком армировании по п. 6.31 коэффициент $\gamma_s = 0,9$. Примем, что $h_{o1} = 100$ мм, $h_{o2} = 92$ мм.

$$v_{opt} = \frac{\gamma_s h_{o2}}{\lambda h_{o1}} = \frac{0,9 \cdot 92}{1,844 \cdot 100} = 0,45.$$

Тогда коэффициент

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:

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

$$M_2 = M_o \gamma_p \frac{v_{opt}^2}{3 \lambda} = 74,53 \times 10^6 \cdot 0,90 \frac{0,45^2}{3 \cdot 1,833} = 2,7 \cdot 10^6 \quad \text{Н·мм. Определим требуемое}$$

армирование вдоль пролета l_1 :

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - 2 M_1 / (R_b l_1 h_{o1}^2)} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 61,1 \times 10^6 / (6,5 \cdot 6510 \cdot 100^2)} = 0,158; \quad N_{s1} = R_b h_{o1} \xi_1$$

= $6,5 \cdot 100 \cdot 0,158 = 103$ Н/мм.

По табл. 10 принимаем арматуру диаметром 10 мм из стали класса А-III с шагом 300 мм ($N_{s1} = 98$ Н/мм; $a_{s1} = 261$ мм²/м).

Коэффициент армирования $\mu_1 = a_{s1} / (h_{o1} \cdot 10^3) = 261 / (100 \cdot 10^3) = 2,61 \cdot 10^{-3} = 0,261 \% > \mu_{min} = 0,05 \%.$

Требуемое армирование вдоль пролета l_2 :

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - (2 M_2) / (R_b l_2 h_{o2}^2)} = 1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 2,7 \cdot 10^6) / (6,5 \cdot 3580 \cdot 92^2)} = 0,014; \quad N_{s2} = R_b h_{o2} \xi_2$$

= $6,5 \cdot 92 \cdot 0,014 = 8,4$ Н/мм.

По табл. 10 принимаем арматуру диаметром 3 мм из стали класса Вр-1 с шагом 300 мм ($N_{s2} = 8,86$ Н/мм, $a_{s2} = 23$ мм²/м).

$$\mu_2 = \frac{a_{s2}}{h_{o2} \cdot 10^3} = \frac{23}{92 \cdot 10^3} = 2,5 \cdot 10^{-4} = 0,025\%.$$

Коэффициент армирования $0,5(\mu_1 + \mu_2) = 0,5(0,261 + 0,025)10^{-2} = 0,141 \% > \mu_{min} = 0,05 \%.$ Проверяем условие

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

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

в продольном направлении $\beta = 0,0283$; $M_c = 0,0283 \cdot 97 \cdot 10^3 = 2,75 \cdot 10^3$ Н·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) $R_b = 8,5 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,7 = 6,0$ МПа.

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

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

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

Необходимо увеличить армирование вдоль пролета l_2 . Определим требуемое по условиям прочности плиты при монтаже армирование в продольном направлении:

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 2,75 \times 10^3) / (6 \cdot 92^2)} = 0,056; \quad N_{s2} = 6 \cdot 92 \cdot 0,056 = 30,7 \text{ Н/мм.}$$

Принимаем арматуру из проволоки класса Вр-1 диаметром 4 мм, с шагом 150 мм ($N_{s2} = 31,5$ Н/мм; $a_{s2} = 84$ мм²/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 $M_2 = M_{s2}l_1(h_{02} - 0,5N_{s2}/R_b) = 31,5 \cdot 3530(92 - 0,5 \cdot 31,5/6) = 9,9 \cdot 10^6$ Н·мм.

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

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

условия отсюда (при $q = 7350$ Н/м² = $7,35 \cdot 10^{-3}$ Н/мм²)

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

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

Принимаем арматуру из стержней диаметром 8 мм из стали класса А-III с шагом 200 мм ($N_s = 89$ Н/мм; $a_{s1} = 251$ мм²/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, $q_n = 6216$ Н/м² = $6,2 \times 10^{-3}$ Н/мм².

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

По графику на рис. 48 при $\lambda = 1,844$ коэффициент $\alpha_1 = 0,095$.

Нагрузка, при которой в пролете плиты образуются трещины,

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

$\text{Н/мм}^2 < q_l = 5,3 \cdot 10^{-3} < q_n = 6,2 \cdot 10^{-3}$

В плите образуются трещины.

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

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

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

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

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

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

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

Предельный прогиб плиты, соответствующий нагрузке q_l

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

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

Коэффициенты $\eta_1 = h_{01} / (h_{01} - 0,7) = 100 / (100 - 7) = 1,075$; $\eta_2 = 1 + 0,2 (\lambda - 1) = 1 + 0,2(1,844 - 1) = 1,17$.

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

Прогиб при нагрузке $q_{crc} = 4,2 \cdot 10^{-3}$ Н/мм²; $f_{crc} = (l_1 \beta_1 q_{crc}) / (\phi_{b1} E_b h^3) = (5330^4 \cdot 0,108 \cdot 4,2 \cdot 10^{-3}) / (0,85 \cdot 17,4 \cdot 10^3 \cdot 120^3) = 2,79$ мм; $f_{crc} \phi_{b2} = 2,79 \cdot 2 = 5,6$ мм.

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

Прогиб превышает допустимую величину. Необходимо увеличить армирование плиты.

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

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

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

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

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

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

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.

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 $0,5 \text{ кН/м}^2$ (50 кгс/м^2).

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 длительно 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 ненесущих 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 заземления (при учете двух стадий работы плиты); q_2 — то же, после заземления 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, работающей 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 заземления), при определении прогибов и раскрытии трещин следует различать случаи, когда трещины образуются до и после заземления 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 заземления), 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 заземления; 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 заземления,

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

K_{φ} — коэффициент жесткости опоры при повороте, вычисляемый для платформенного стыка по формуле

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

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} — изгибающий момент, при котором образуются трещины в опорном сечении плиты.

В случае если $q_{crc}^0 < q_n$, то плита рассчитывается как свободно опертая.

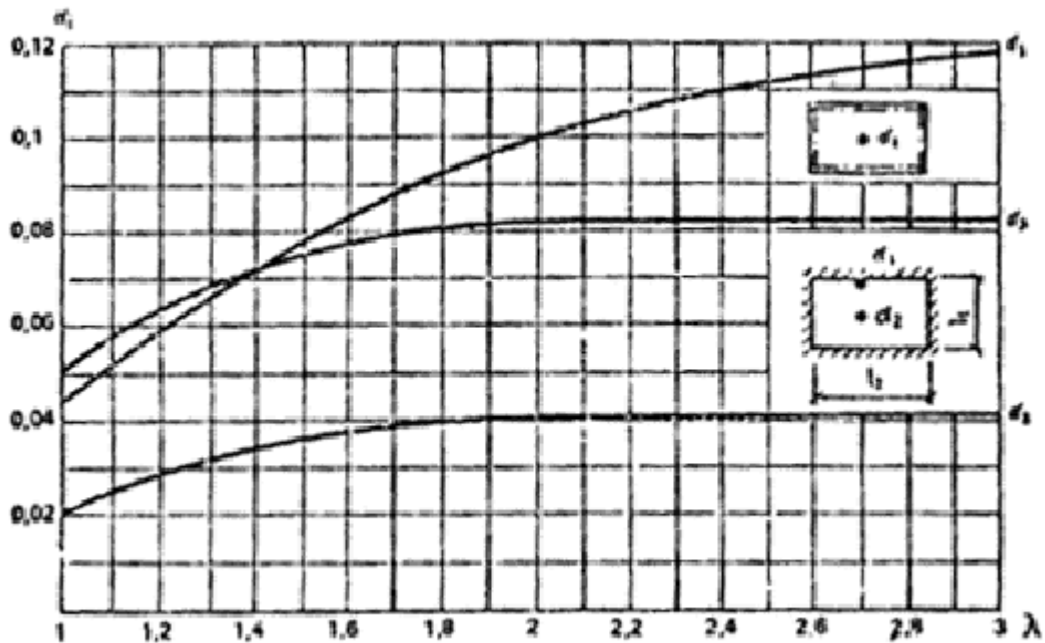


Рис. 48. Коэффициенты для плит, свободно опертых по контуру

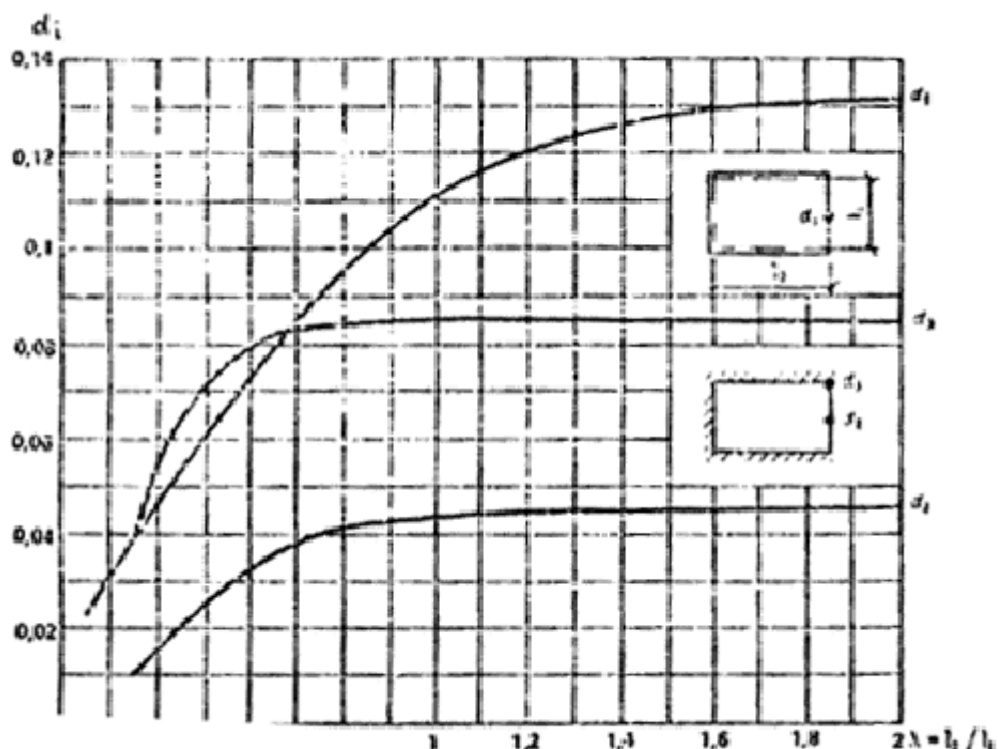


Рис. 49. Коэффициенты для плит, свободно опертых по трем сторонам

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

$$q_{crс,i} = a_i^0 h^2 R_{bt} \quad (218)$$

где a_i^0 — коэффициент, определяемый в зависимости от соотношения сторон плит и схемы защемления по табл. 13.

Таблица 13

Опираение плиты	Соотношение сторон $\lambda = l_2/l_1$	Коэффициенты			
		a_1^0	a_2^0	a_3^0	β^0
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
Защемление по трем сторонам	2	3,5	4,6	4,9	0,32
	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, $q_{crс} > q_n$

$$f = \varphi_{b2} \Gamma_1 \beta_1 q_l / (\varphi_{b1} E_b h^3), \quad (219)$$

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;

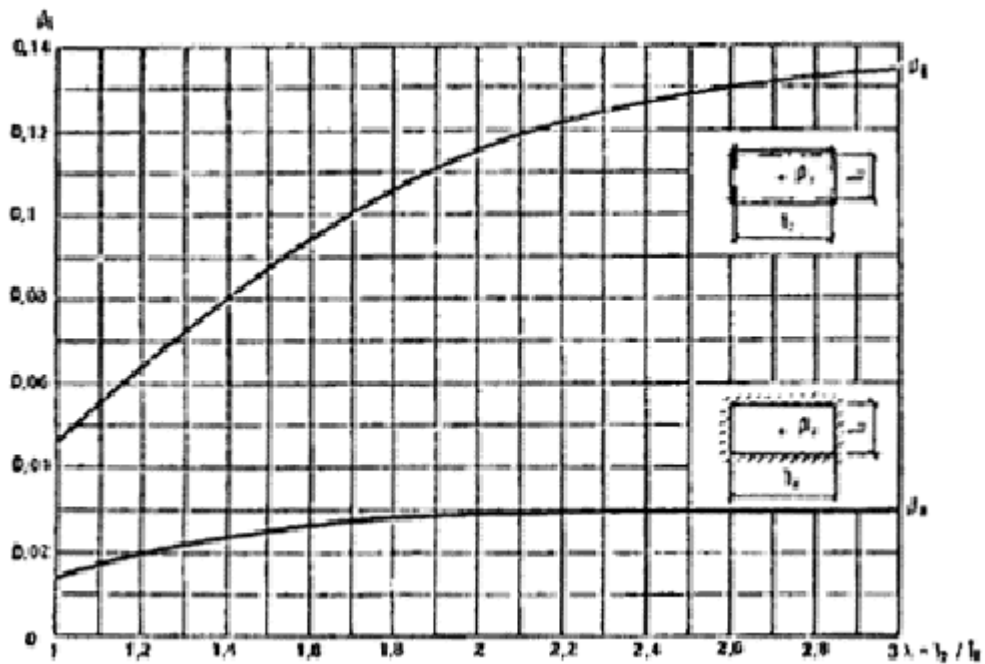


Рис. 50. Коэффициенты β_i для плит, свободно опертых по контуру

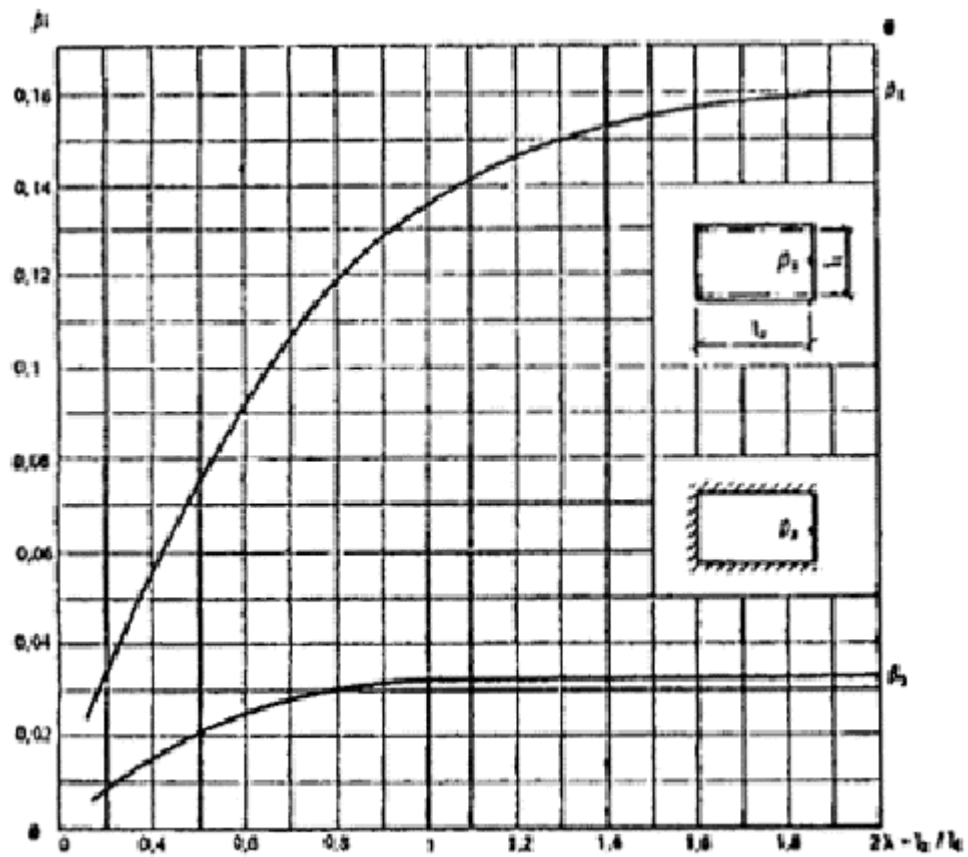


Рис. 51. Коэффициенты β_i для плит, свободно опертых по трем сторонам

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

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

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

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

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

$$f_{ser} = \frac{0,14 l_1^2 R_{s,ser}}{h_{01} E_{s1}} \left(1 + \frac{0,9 \mu E_{s1}}{\xi E_b \nu} \right) \eta_1 \eta_2, \quad (222)$$

$R_{s,ser}$ — 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

$$\eta_1 = h_{01} / (h_{01} - 0,7), \quad (225)$$

но не более 1,2; в остальных случаях принимается по СНиП 2.03.01—84. В формуле (225) величину h_{01} 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

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

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

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 $q_{crc} \geq q_n$,

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

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

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

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, $q_1 \geq q_{crc}$

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

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

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

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

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

где

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

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 ($q_{crc} \geq q_n$)

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

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

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

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

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

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

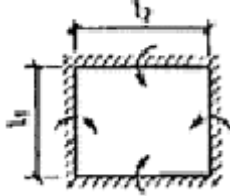
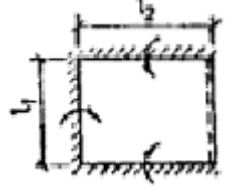
$$f_{ser}^o = f_{ser} 0, \quad (238)$$

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 заземленных сторон плиты;

Таблица 14

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

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

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

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

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

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;

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

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.

54. Для монтажных (подъемных) петель плит перекрытий следует применять только горячекатаную арматурную сталь класса А-І.
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, приходящийся на единицу ширины сечения, определяют по формуле

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

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

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

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

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

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

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

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

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	0,0553	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).

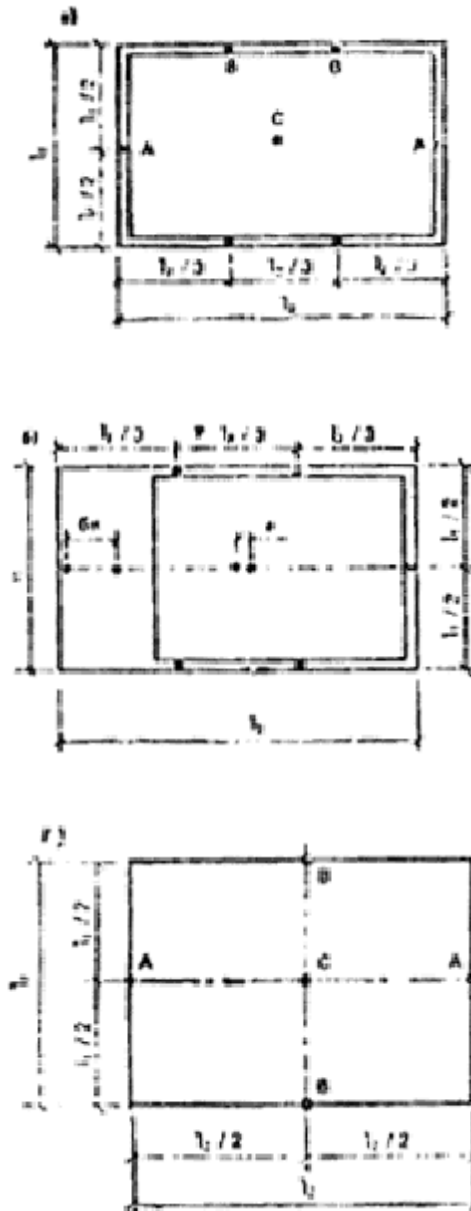


Рис. 52. Размещение монтажных петель в плите, опертой на стены по контуру

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

В случае асимметричных плит с балконами и плитами основания отдельного (плавающего) пола монтажную петлю, расположенную со стороны балкона, рекомендуется смещать по направлению к центру тяжести изделия на величину be (рис. 52, б). 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, в). Указанные плиты следует рассчитывать по формуле (254), принимая коэффициент β по табл. 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	
	A	C	B	C
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.

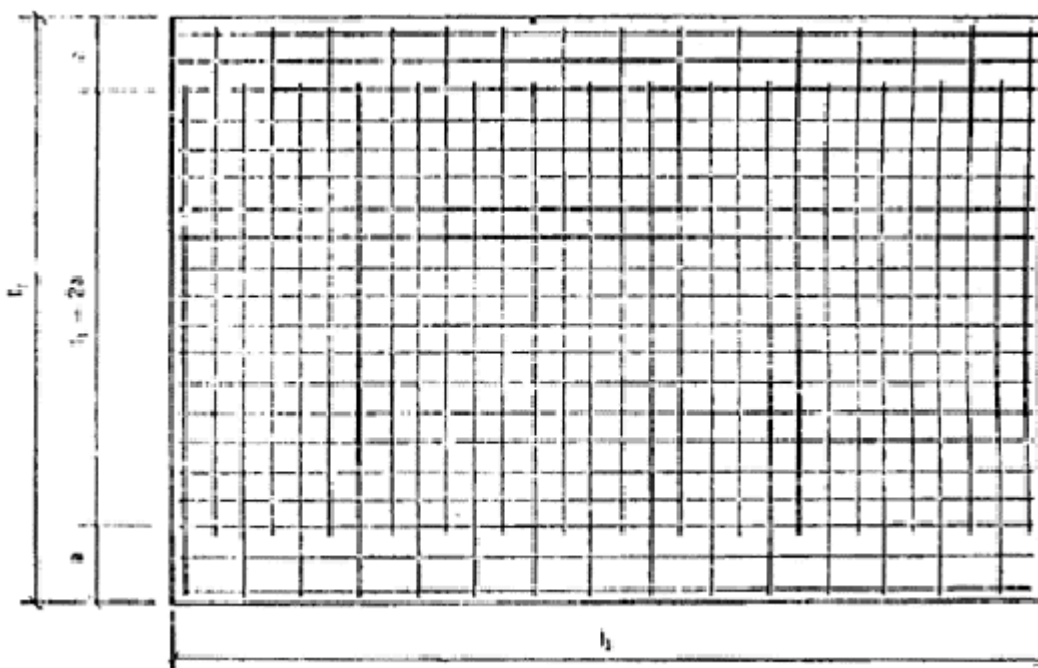


Рис. 53. Схема к примеру расчета сборной плиты перекрытия, опертой по контуру

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 $G = 1,3$ 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 загрузки.

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

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:

$$M_b = R_b b h^2 / 3,5; \quad (255)$$

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

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

$$M \leq R_s A_s' \left(h'_0 - \frac{0,5 R_s A_s'}{R_s b} \right), \quad (257)$$

где A_s' — площадь сечения внешней арматуры; h'_0 — 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 $M_o = q^2 l_1/8 = 7350 \cdot 3,53^2 \cdot 6,51/8 = 74530$ 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-1. При таком армировании по п. 6.31 коэффициент $\gamma_s = 0,9$. Примем, что $h_{o1} = 100$ мм, $h_{o2} = 92$ мм.

$$v_{opt} = \frac{\gamma_s h_{o2}}{\lambda h_{o1}} = \frac{0,9 \cdot 92}{1,844 \cdot 100} = 0,45.$$

Тогда коэффициент

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:

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

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

армирование вдоль пролета l_1 :

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - 2 M_1 / (R_b l_1 h_{o1}^2)} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 61,1 \times 10^6 / (6,5 \cdot 6510 \cdot 100^2)} = 0,158, N_{s1} = R_b h_{o1} \xi_1 = 6,5 \cdot 100 \cdot 0,158 = 103 \text{ Н/мм}.$$

По табл. 10 принимаем арматуру диаметром 10 мм из стали класса А-III с шагом 300 мм ($N_{s1} = 98$ Н/мм; $a_{s1} = 261$ мм²/м).

Коэффициент армирования $\mu_1 = a_{s1}/(h_{o1} \cdot 10^3) = 261/(100 \cdot 10^3) = 2,61 \cdot 10^{-3} = 0,261 \% > \mu_{min} = 0,05 \%.$

Требуемое армирование вдоль пролета l_2 :

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

$$= 6,5 \cdot 92 \cdot 0,014 = 8,4 \text{ Н/мм.}$$

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

$$\mu_2 = \frac{a_{s2}}{h_{02} \cdot 10^3} = \frac{23}{92 \cdot 10^3} = 2,5 \cdot 10^{-4} = 0,025\%.$$

Коэффициент армирования 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):

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

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

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):

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

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:

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 2,75 \times 10^3) / (6 \cdot 92^2)} = 0,056; \quad N_{s2} = 6 \cdot 92 \cdot 0,056 = 30,7 \text{ Н/мм.}$$

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 $M_2 = M_{s2} l_1 (h_{02} - 0,5 N_{s2} / R_b) = 31,5 \cdot 3530 (92 - 0,5 \cdot 31,5 / 6) = 9,9 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$.

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

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

условия откуда (при $q = 7350 \text{ Н/м}^2 = 7,35 \cdot 10^{-3} \text{ Н/мм}^2$)

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

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

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,

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

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

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

Предельный прогиб плиты, соответствующий нагрузке q_l

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

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

Коэффициенты $\eta_1 = h_{01}/(h_{01} - 0,7) = 100/(100 - 7) = 1,075$; $\eta_2 = 1 + 0,2(\lambda - 1) = 1 + 0,2(1,844 - 1) = 1,17$.

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

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

Прогиб плиты определяем по формуле $f = \phi_{b2} f_{crc} + (f_{ser} - \phi_{b2} f_{crc}) (q_1 - q_{crc}) / (q_{ser} - q_{crc}) = 5,6 + (82 - 5,6) (5,27 - 4,2) / (8,81 - 4,2) = 23,3 \text{ мм} > l/200 = 3530/200 = 17,6 \text{ мм}$.

Прогиб превышает допустимую величину. Необходимо увеличить армирование плиты.

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

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

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

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

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

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

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.

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 складываемых на перекрытии материалов. Временную монтажную нагрузку рекомендуется принимать не менее $0,5 \text{ кН/м}^2$ (50 кгс/м^2).

Для второй стадии работы плиты определяют кратковременные прогибы от нагрузки, приложенной после заземления плиты (перегородки из штучных материалов, полы, временная нагрузка), и приращение прогибов от всех длительно 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 заземления на опорах рекомендуется учитывать конечную жесткость при повороте опорных креплений.

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 заземления (при учете двух стадий работы плиты); q_2 — то же, после заземления 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_1 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, работающей 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 заземления), при определении прогибов и раскрытии трещин следует различать случаи, когда трещины образуются до и после заземления 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

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

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,

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

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

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

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 опорных 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.

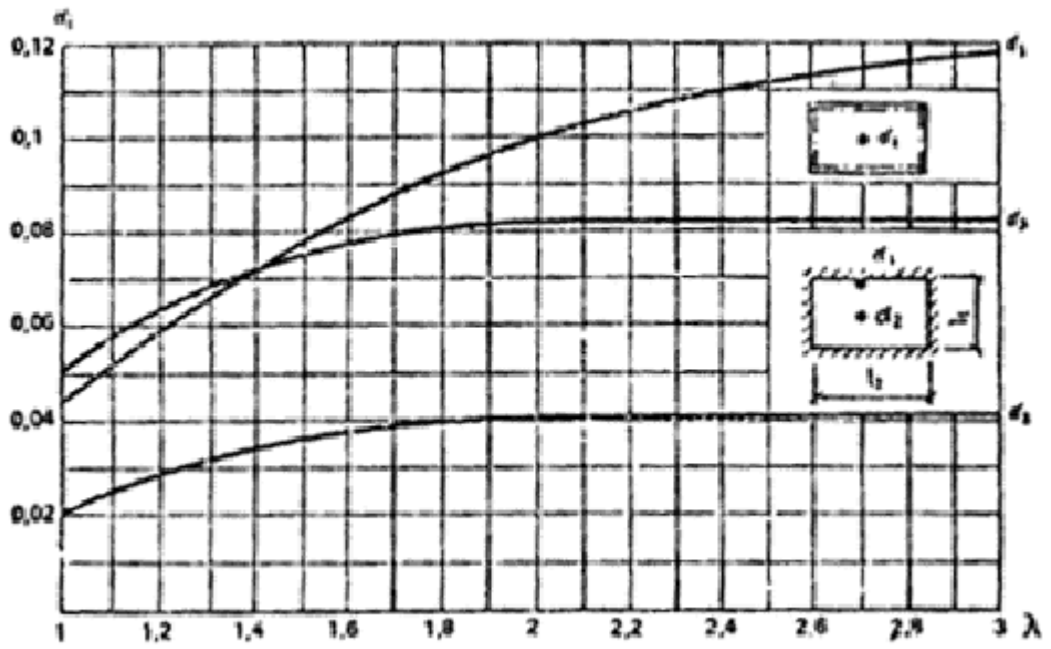


Рис. 48. Коэффициенты для плит, свободно опертых по контуру

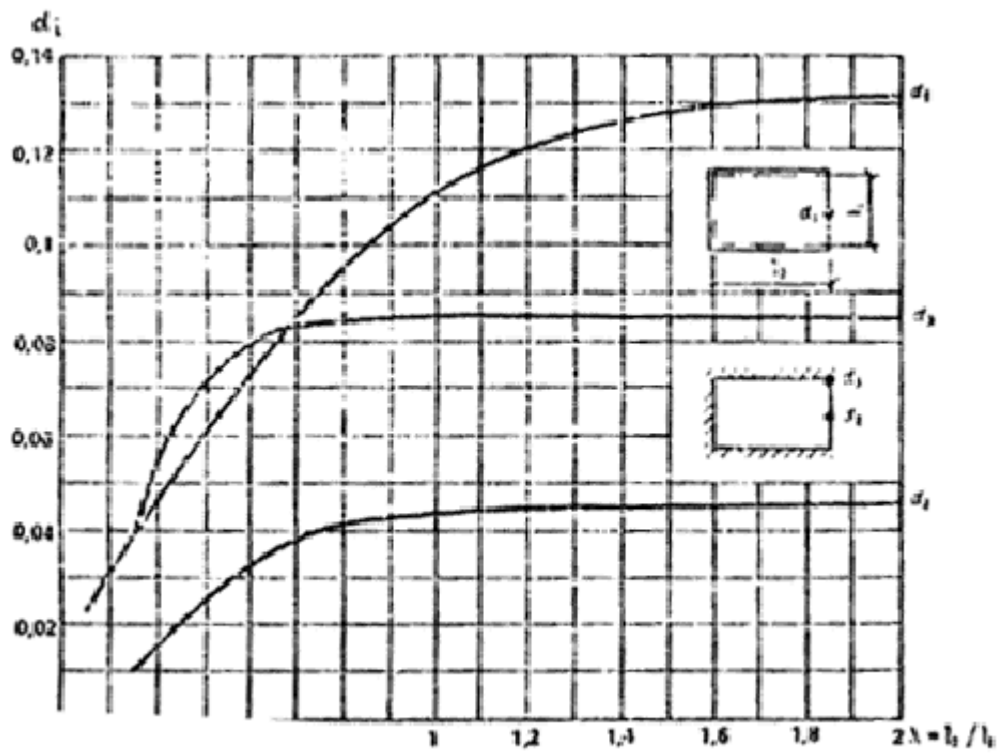


Рис. 49. Коэффициенты для плит, свободно опертых по трем сторонам

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

$$q_{cr,i} = \alpha_i^0 h^2 R_{bt}, \quad (218)$$

где a_i^0 — коэффициент, определяемый в зависимости от соотношения сторон плит и схемы защемления по табл. 13.

Таблица 13

Опираение плиты	Соотношение сторон $\lambda = l_2/l_1$	Коэффициенты			
		a_1^0	a_2^0	a_3^0	β^0
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
Защемление 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, $q_{cpc} > q_l$

$$f = \varphi_{b2} \Gamma_1 \beta_1 q_l / (\varphi_{b1} E_b h_3), \quad (219)$$

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;

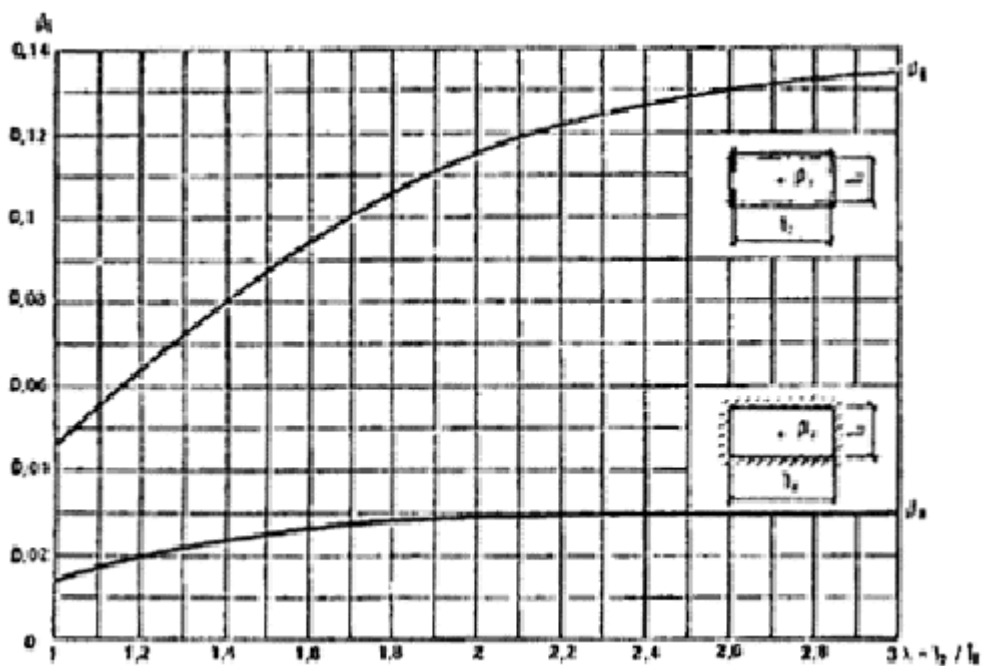


Рис. 50. Коэффициенты β_i для плит, свободно опертых по контуру

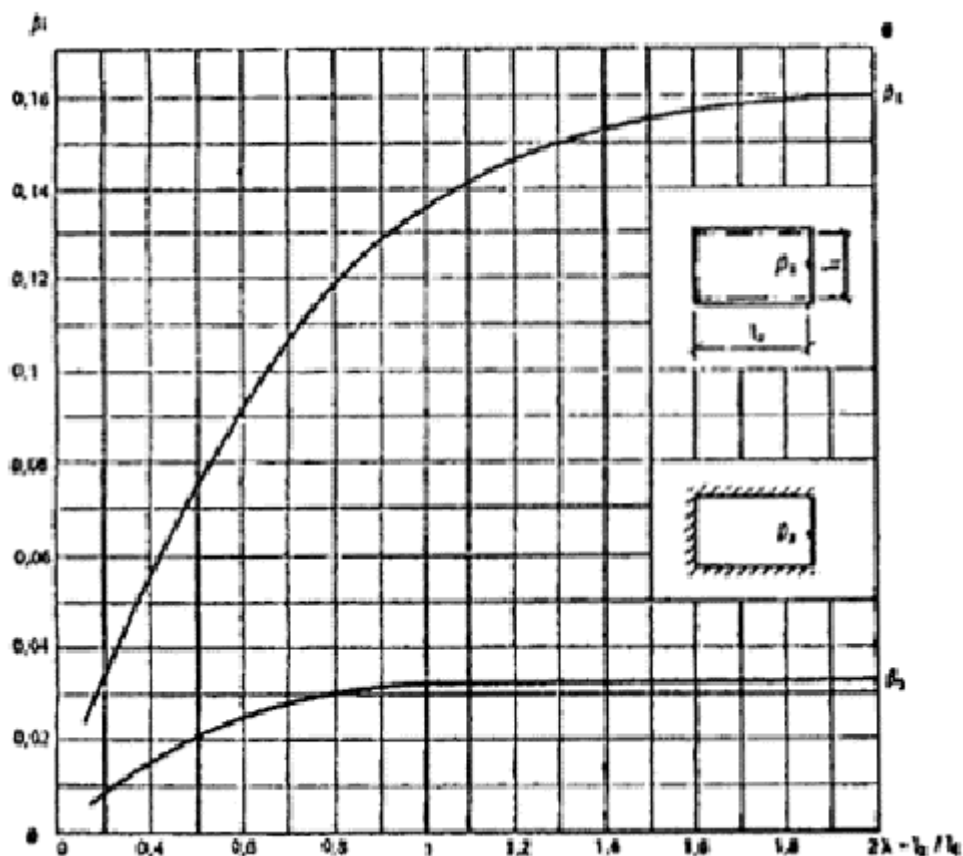


Рис. 51. Коэффициенты β_i для плит, свободно опертых по трем сторонам

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

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

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

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

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

$$f_{ser} = \frac{0,14 l_1^2 R_{s,ser}}{h_{01} E_{s1}} \left(1 + \frac{0,9 \mu E_{s1}}{\xi E_b \nu} \right) \eta_1 \eta_2, \quad (222)$$

$R_{s,ser}$ — 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,

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

μ_1, μ_2 — коэффициенты армирования (отношение площади сечения арматуры к площади всего сечения) соответственно вдоль пролетов l_1 и l_2 ; $\nu \varphi$ — 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 $q_{crc} \geq q_n$,

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

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 заземления), разрешается определять по формулам:

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

$$f = \varphi_{b2} f^I_1 [\beta_1 q_l - a(q_l - q_1)(\beta_1 - \beta_2)]/(\varphi_{b1} E_b h^3), \quad (230)$$

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

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

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

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

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

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

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

где

$$f_{crc} = [\beta_1 q_{crc}^0 (q_{crc}^0 - q_l) (\beta_1 - \beta_2) a] l^4 / (\varphi_{b1} E_b h^3), \quad (234)$$

q_{crc}^0 — 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 ($q_{crc} \geq q_l$)

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

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

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

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

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

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

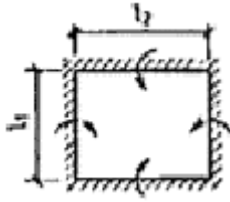
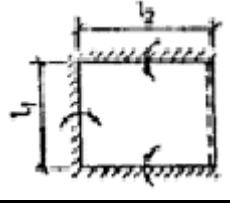
$$f_{ser} = f_{ser0}, \quad (238)$$

где f_{ser0} — 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 $q_l < q_{crc} \leq q_n$

$$f = [f_{crc}^0 + (f_{ser}^0 - f_{crc}^0) (q_n - q_{crc}) / (q_{ser} - q_{crc})] q / q_n. \quad (240)$$

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 $q_l \leq q_{crc} < q_n$

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

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

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

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

$$\omega_1 = \frac{m_0 (m_n - m_{crc}) (m_l + \sigma W_o)}{m_l (m_0 - m_{crc}) (m_n + \sigma W_o)}; \quad (245)$$

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_0 — момент, при котором растянутый бетон над трещинами практически выключается из работы:

$$m_0 = 1,2 m_{crc} \left(1 + \frac{35 \mu E_s}{\eta E_b} \right) \leq 3,3 m_{crc}; \quad (248)$$

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

$$\psi_2 = 1,8 m_{cr0} / m_n \geq 1; \quad (249)$$

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.

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

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, приходящийся на единицу ширины сечения, определяют по формуле

$$m = M/b, (250)$$

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

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

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

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

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

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

6.58. Плиты, поднимаемые за 6 точек с помощью траверсы, обеспечивающей равенство усилий во всех стропях, 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 устанавливаются 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

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

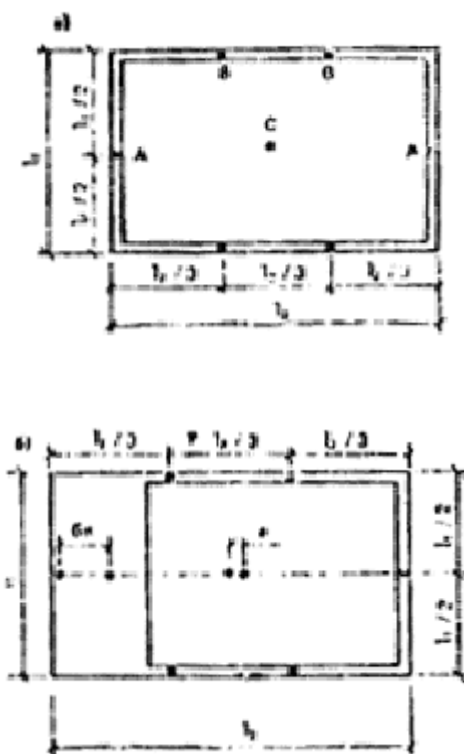
где β — безразмерный коэффициент, принимаемый для различных точек плиты по табл. 16, в зависимости от соотношения сторон плиты $\lambda = l_2/l_1$.

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	
	A	C	B	C
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).



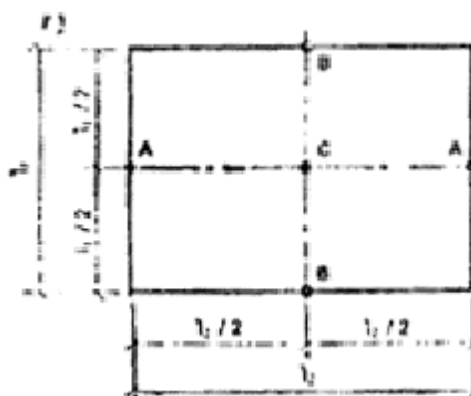


Рис. 52. Размещение монтажных петель в плите, опертой на стены по контуру

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

В случае асимметричных плит с балконами и плитами основания отдельного (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.

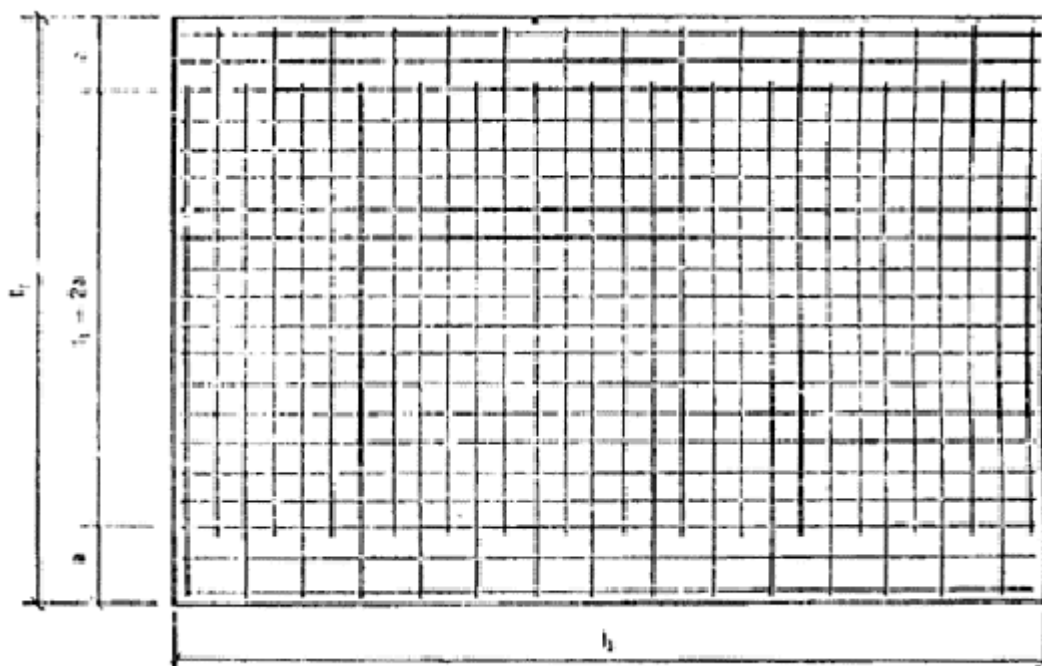


Рис. 53. Схема к примеру расчета сборной плиты перекрытия, опертой по контуру

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 $G = 1,3$ 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 загрузки.

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

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 бетонировается 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:

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

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

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

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

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 $M_o = q l^2 / 8 = 7350 \cdot 3,53^2 \cdot 6,51 / 8 = 74530$ 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-1. При таком армировании по п. 6.31 коэффициент $\gamma_s = 0,9$. Примем, что $h_{o1} = 100$ мм, $h_{o2} = 92$ мм.

$$v_{opt} = \frac{\gamma_s h_{o2}}{\lambda h_{o1}} = \frac{0,9 \cdot 92}{1,844 \cdot 100} = 0,45.$$

Тогда коэффициент

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:

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

$$M_2 = M_o \gamma_p \frac{v_{opt}^2}{3 \lambda} = 74,53 \times 10^6 \cdot 0,90 \frac{0,45^2}{3 \cdot 1,833} = 2,7 \cdot 10^6 \quad \text{Н·мм. Определим требуемое}$$

армирование вдоль пролета l_1 :

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - 2 M_1 / (R_b l_1 h_{o1}^2)} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 61,1 \times 10^6 / (6,5 \cdot 6510 \cdot 100^2)} = 0,158; \quad N_{s1} = R_b h_{o1} \xi_1$$

= $6,5 \cdot 100 \cdot 0,158 = 103$ Н/мм.

По табл. 10 принимаем арматуру диаметром 10 мм из стали класса А-III с шагом 300 мм ($N_{s1} = 98$ Н/мм; $a_{s1} = 261$ мм²/м).

Коэффициент армирования $\mu_1 = a_{s1} / (h_{o1} \cdot 10^3) = 261 / (100 \cdot 10^3) = 2,61 \cdot 10^{-3} = 0,261 \% > \mu_{min} = 0,05 \%.$

Требуемое армирование вдоль пролета l_2 :

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - (2 M_2) / (R_b l_2 h_{o2}^2)} = 1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 2,7 \cdot 10^6) / (6,5 \cdot 3580 \cdot 92^2)} = 0,014; \quad N_{s2} = R_b h_{o2} \xi_2$$

= $6,5 \cdot 92 \cdot 0,014 = 8,4$ Н/мм.

По табл. 10 принимаем арматуру диаметром 3 мм из стали класса Вр-1 с шагом 300 мм ($N_{s2} = 8,86$ Н/мм, $a_{s2} = 23$ мм²/м).

$$\mu_2 = \frac{a_{s2}}{h_{o2} \cdot 10^3} = \frac{23}{92 \cdot 10^3} = 2,5 \cdot 10^{-4} = 0,025\%.$$

Коэффициент армирования $0,5(\mu_1 + \mu_2) = 0,5(0,261 + 0,025)10^{-2} = 0,141 \% > \mu_{min} = 0,05 \%.$ Проверяем условие

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

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

в продольном направлении $\beta = 0,0283$; $M_c = 0,0283 \cdot 97 \cdot 10^3 = 2,75 \cdot 10^3$ Н·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) $R_b = 8,5 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,7 = 6,0$ МПа.

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

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

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

Необходимо увеличить армирование вдоль пролета l_2 . Определим требуемое по условиям прочности плиты при монтаже армирование в продольном направлении:

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 2,75 \times 10^3) / (6 \cdot 92^2)} = 0,056; \quad N_{s2} = 6 \cdot 92 \cdot 0,056 = 30,7 \text{ Н/мм.}$$

Принимаем арматуру из проволоки класса Вр-1 диаметром 4 мм, с шагом 150 мм ($N_{s2} = 31,5$ Н/мм; $a_{s2} = 84$ мм²/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 $M_2 = M_{s2}l_1(h_{02} - 0,5N_{s2}/R_b) = 31,5 \cdot 3530(92 - 0,5 \cdot 31,5/6) = 9,9 \cdot 10^6$ Н·мм.

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

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

условия отсюда (при $q = 7350$ Н/м² = $7,35 \cdot 10^{-3}$ Н/мм²)

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

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

Принимаем арматуру из стержней диаметром 8 мм из стали класса А-III с шагом 200 мм ($N_s = 89$ Н/мм; $a_{s1} = 251$ мм²/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, $q_n = 6216$ Н/м² = $6,2 \times 10^{-3}$ Н/мм².

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

По графику на рис. 48 при $\lambda = 1,844$ коэффициент $\alpha_1 = 0,095$.

Нагрузка, при которой в пролете плиты образуются трещины,

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

В плите образуются трещины.

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

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

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

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

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

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

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

Предельный прогиб плиты, соответствующий нагрузке q_l

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

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

Коэффициенты $\eta_1 = h_{01} / (h_{01} - 0,7) = 100 / (100 - 7) = 1,075$; $\eta_2 = 1 + 0,2 (\lambda - 1) = 1 + 0,2(1,844 - 1) = 1,17$.

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

Прогиб при нагрузке $q_{crc} = 4,2 \cdot 10^{-3}$ Н/мм²; $f_{crc} = (l_1 \beta_1 q_{crc}) / (\phi_{b1} E_b h^3) = (5330^4 \cdot 0,108 \cdot 4,2 \cdot 10^{-3}) / (0,85 \cdot 17,4 \cdot 10^3 \cdot 120^3) = 2,79$ мм; $f_{crc} \phi_{b2} = 2,79 \cdot 2 = 5,6$ мм.

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

Прогиб превышает допустимую величину. Необходимо увеличить армирование плиты.

Увеличим вдвое арматуру вдоль пролета l_1 , тогда $M_l = 2,6 \cdot 9 \times 10^6 = 121,8 \cdot 10^6$ Н·мм;

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

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

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

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

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

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.

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 прокладки.

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

$$\lambda_{tb} = l_{loc}(1/E_b + 1/E_{mon})/(A_{loc}n_k), \quad (13)$$

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

$$\lambda_{ts} = \lambda_{tb} + \lambda_{ts}, \quad (14)$$

$$\lambda_{ts} = \frac{6}{d_s n_s} \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}} \right), \quad (15)$$

где

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 $\lambda_{\tau,pl} = 5 \cdot 10^{-6}$ 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 перекос 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.

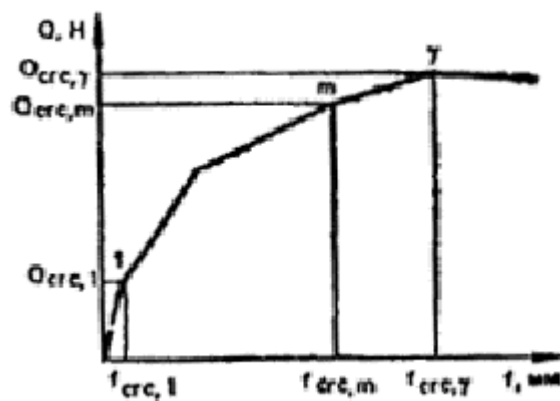


Рис. 2. Диаграмма зависимости «поперечная сила Q — взаимное линейное смещение f опор перемычки» при перекосе

1, ..., m — точки диаграммы, соответствующие образованию вертикальных трещин и наклонной трещины

Коэффициенты податливости перемычек при перекосе 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

$$\lambda_{lin} = (I_{red}^2/h_{lin}^2 + 3)I_{red}/(A_{lin}E_b), \quad (16)$$

для перемычки таврового сечения

$$\lambda_{lin} = \frac{I_{red}^2}{12E_b I_{lin}} + \frac{I_{red}}{G_b A_{lin}}, \quad (17)$$

где I_{red} — приведенный пролет перемычки

$$I_{red} = l + 0,6h_{lin}, \quad (18)$$

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 закреплена перемычка; H_{et} — высота этажа;

$$\lambda_{1(2)} = \frac{(H_{et} - h_{lm})^3}{12E_b I_{1(2)}} + \frac{\mu(H_{et} - h_{lm})}{G_b A_{1(2)}}; \quad (20)$$

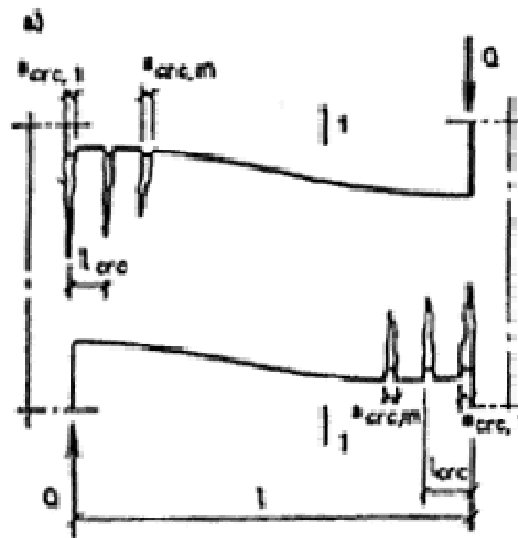
μ — коэффициент, принимаемый равным: 1,2 — для прямоугольных в плане простенков; 1 — для простенков таврового либо двутаврового в плане сечения; $I_{1(2)}$ — момент инерции сечения в плане левого (правого) простенка; $A_{1(2)}$ — площадь сечения в плане левого (правого) простенка. В случае таврового 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 $2 \leq l/h_{lm} < 3$ податливость простенков можно не учитывать при длине последних 3000 мм и более, а при l/h_{lm} — при длине 2000 мм и более.

10. Коэффициент податливости перемычки в фазе образования вертикальных трещин определяют по формулам:

для перемычки прямоугольного сечения (рис. 3)

$$\lambda_{crc} = \sqrt{(l^2 / h_{lm}^2 + 3) / (E_b A_{lm})} + l \sum_{i=0}^m a_{c1c} / h_{lm}; \quad (21)$$



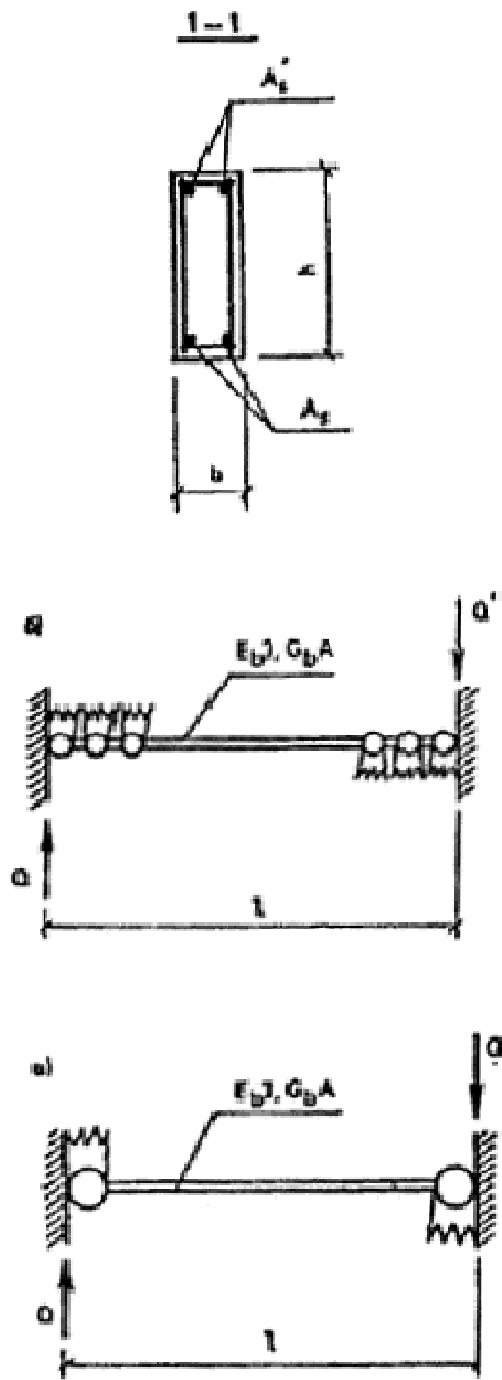
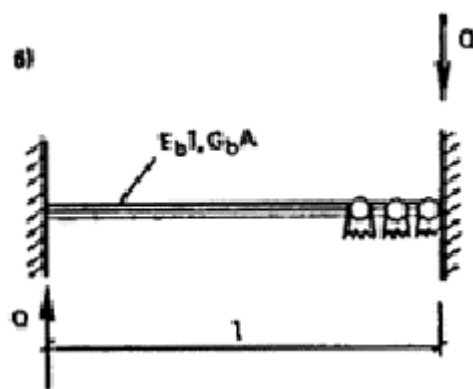
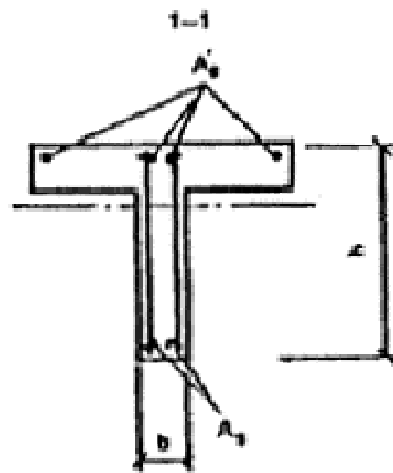
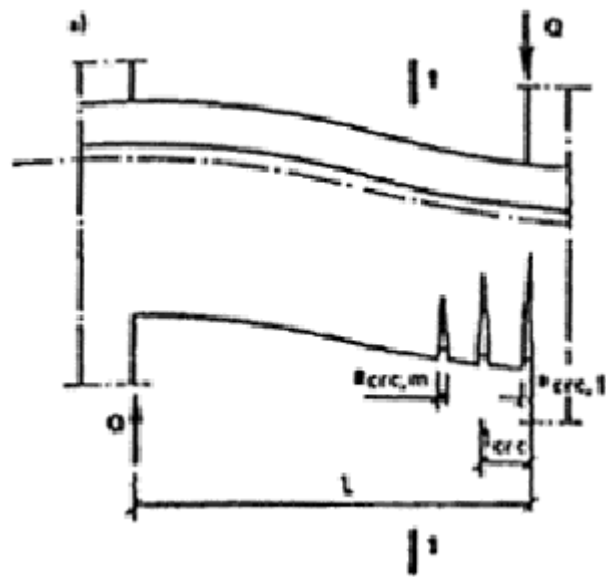


Рис. 3. Деформирование перемычки прямоугольного сечения при перекосе в фазе образования нормальных трещин

а — схема трещинообразования; б — расчетная схема; в — идеализированная расчетная схема

для перемычки таврового сечения (рис. 4)



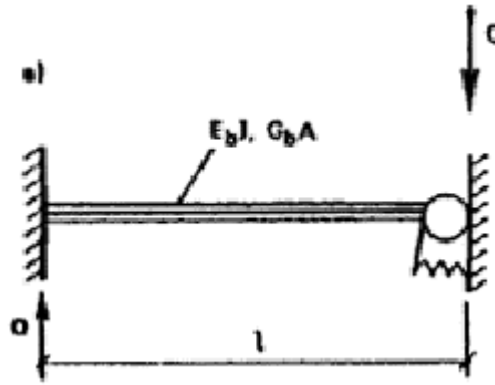


Рис. 4. Деформирование перемычки таврового сечения при перекосе в фазе образования нормальных трещин

а — схема трещинообразования; б — расчетная схема; в — идеализированная расчетная схема

$$\lambda_{\text{trc}} = \frac{\beta}{12E_b J_{\text{lin}}} + \frac{l}{G_b A_{\text{lin}}} + \frac{l \sum_{i=1}^m a_{\text{trc}}}{h_{\text{lin}}}, \quad (22)$$

где m — количество вертикальных трещин в одной из растянутых опорных зон перемычки округляется до ближайшего целого числа

$$m = 0,5(l - 2W_{\text{trc}}R_{\text{bt,ser}}/Q_{\text{lin}})/l_{\text{trc}} + 1; \quad (23)$$

l_{trc} — среднее расстояние между соседними вертикальными трещинами;

$$l_{\text{trc}} = \eta A_{\text{lin}}/(10\pi d_s); \quad (24)$$

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_{trc} — момент сопротивления трещинообразованию для нижней (верхней) растянутой опорной зоны перемычки; $R_{\text{bt,ser}}$ — расчетное сопротивление бетона растяжению для продольных состояний второй группы; Q_{lin} — поперечная сила в перемычке; a_{trc} — ширина раскрытия нормальных трещин в растянутой опорной зоне перемычки от единичной поперечной силы $Q_{\text{lin}} = 1$ Н, мм/Н;

$$a_{\text{trc}} = \frac{10\eta\eta_{\text{trc}} [l - l_{\text{trc}}(m-1)]}{E_s A_s (h_0 - a')}; \quad (25)$$

$$\eta_{\text{trc}} = (3,5 - 100\mu)^3 \sqrt{d_s}. \quad (26)$$

Здесь величина d_s в мм, μ — коэффициент армирования, $\mu = A_s/(bh_0)$; b — ширина поперечного сечения прямоугольной перемычки либо ребра тавровой; h_0 — 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.

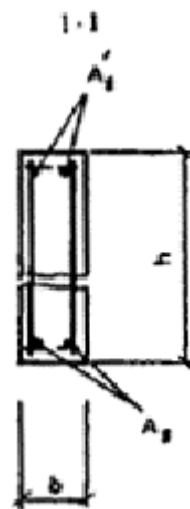
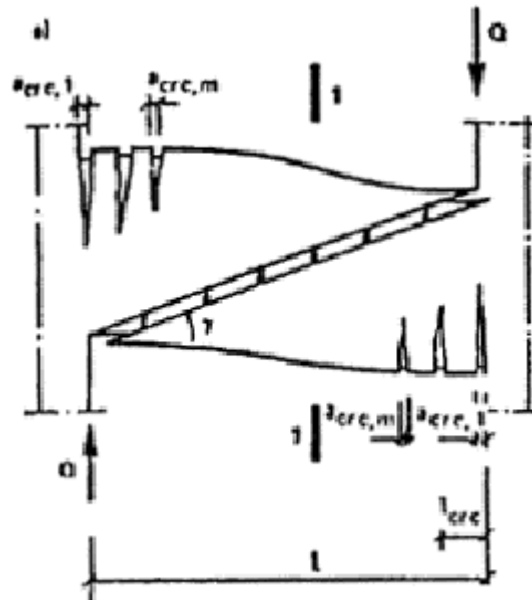
11. Поперечные силы в перемычке, вызывающие образование соответственно 1-й, m -й вертикальной трещины, определяют по формулам

$$Q_{\text{trc},1} = 2W_{\text{trc}}R_{\text{bt,ser}}/l; \quad (27)$$

$$Q_{crc,m} = \frac{2W_{crc} R_{ot,ser}}{l - l_{crc}(m-1)} \quad (28)$$

12. Коэффициент податливости перемычки в фазе образования наклонных трещин определяют по формулам:

для перемычки прямоугольного сечения с отношением $l/h_{in} \leq 1,5$ (рис. 5)



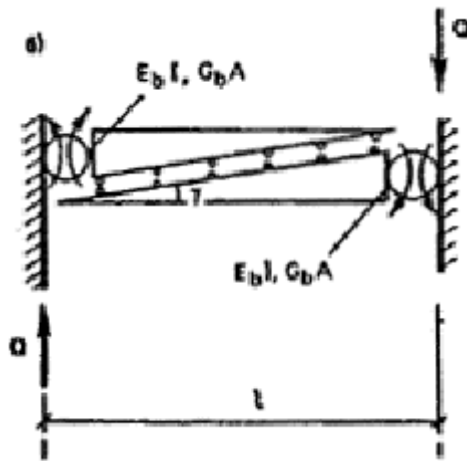
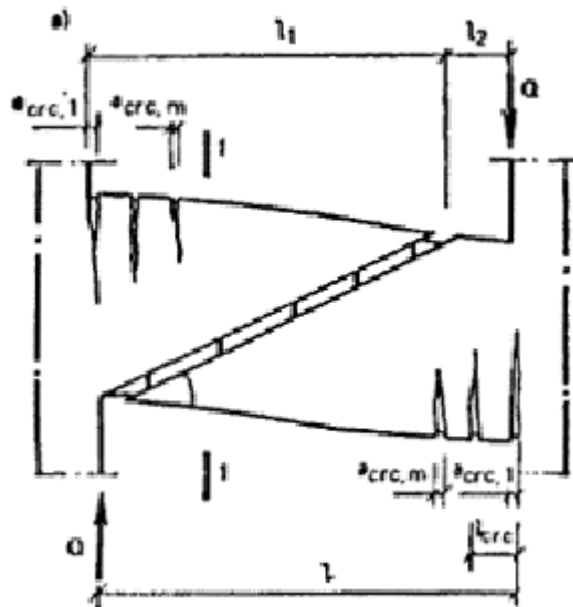


Рис. 5. Деформирование перемычки прямоугольного сечения при $l/h_{lin} \leq 1,5$ при перекосе в фазе образования наклонных трещин

а — схема трещинообразования; б — идеализированная расчетная схема

$$\lambda_{cr} a = \frac{l^3}{E_b I_{lin}} + \frac{2,4l}{G_b A_{lin}} + \frac{l \sum_{i=1}^m a_{cr}}{h_{lin}}; \quad (29)$$

для перемычки прямоугольного сечения с отношением $l/h_{lin} > 1,5$ (рис. 6)



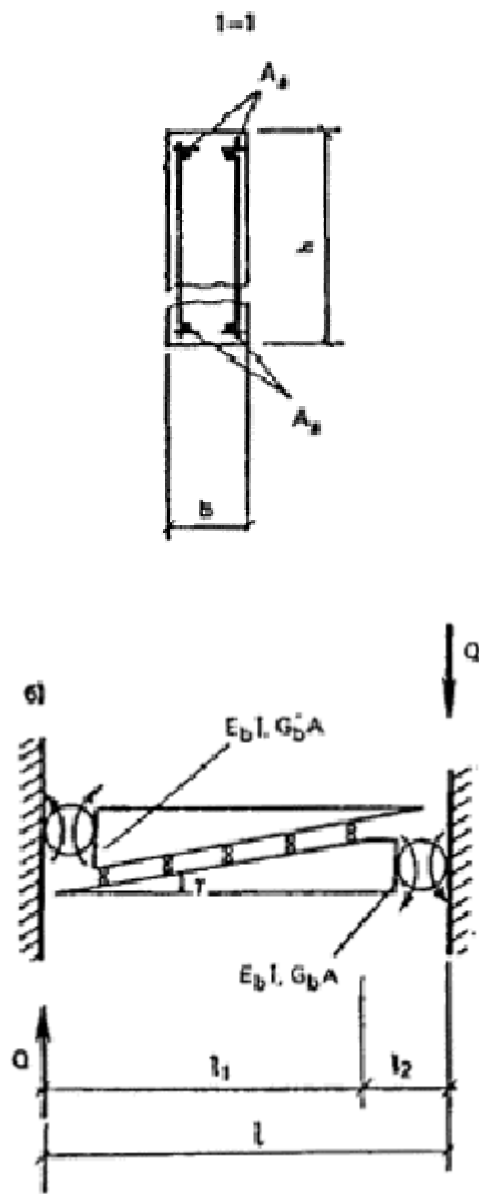
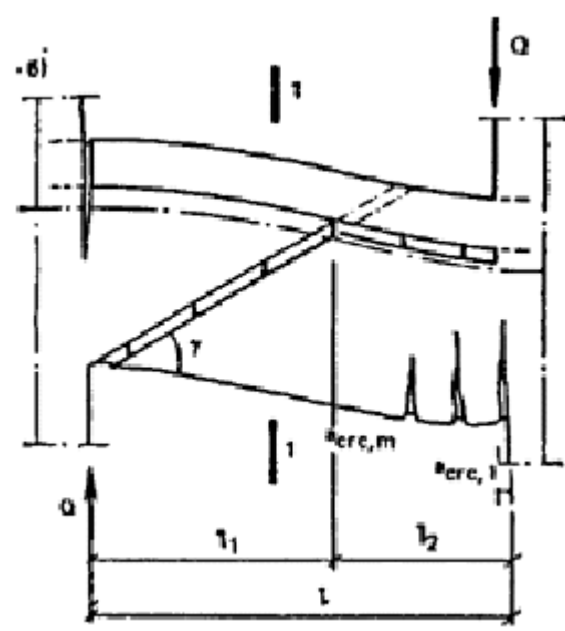
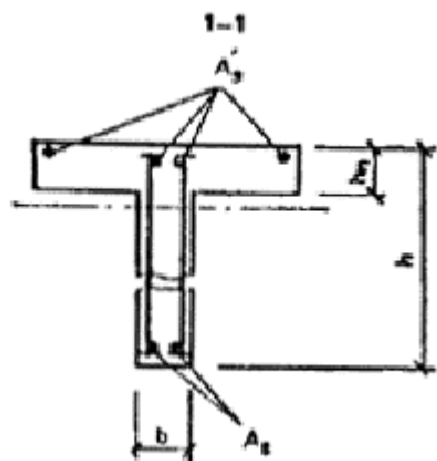
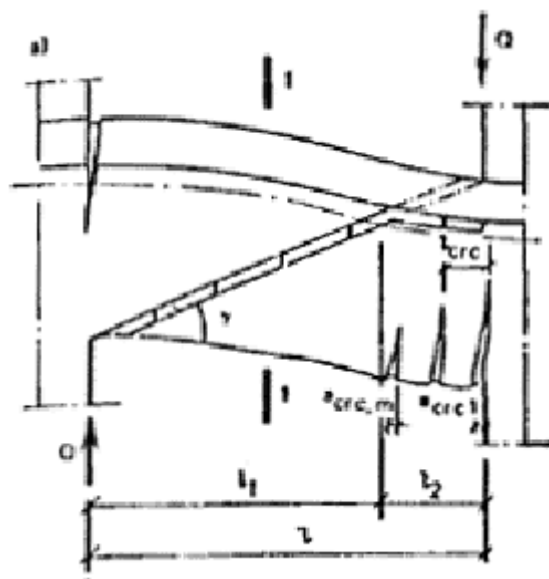


Рис. 6. Деформирование перемычки прямоугольного сечения при $l/h_{lin} > 1,5$ при перекосе в фазе образования наклонных трещин

а — 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).



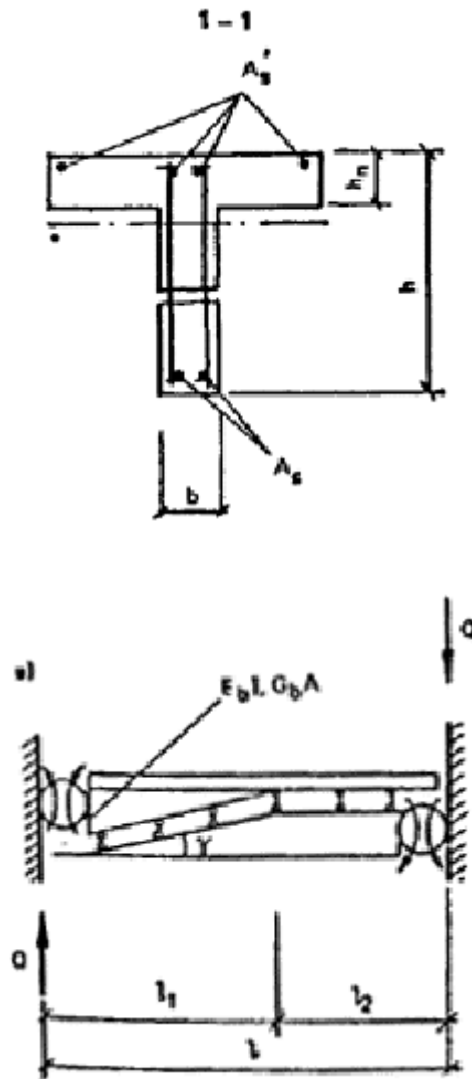


Рис. 7. Деформирование перемычки таврового сечения при перекосе в фазе образования наклонных трещин
 а — схема трещинообразования; при $l/h_{lim} \leq 1,5$; б — то же, при $l/h_{lim} > 1,5$; в — идеализированная расчетная схема

$$\lambda_{crс,а} = \frac{l_1^3}{2E_b} \left(\frac{1}{I_{lim}} + \frac{1}{I_f} \right) + \frac{l_1}{G_b A_f} \left(1 + 1,2 \frac{h - h_f}{h} \right) + \frac{l \sum_{i=1}^m a_{crс}}{2h_{lim}}; \quad (31)$$

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

$$Q_y = AR_{bt,ser}/\sin 2\gamma; \quad (32)$$

где γ — угол наклонной трещины к горизонтали,

$$\gamma = \arctg(l/h_{lim}). \quad (33)$$

При $h_{in} > 1,5$ принимают $\gamma = \text{arcctg } 1,5 = 34^\circ$.

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 петель.

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-1 с крюками, расположенными в срединной плоскости панели (рис. 1), гладкие стержни из арматуры диаметром от 10 до 22 мм класса А-1 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).

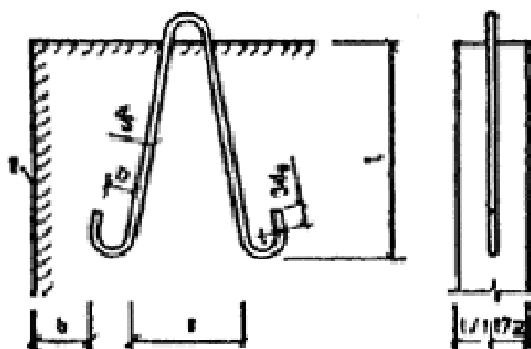


Рис. 1. Схема расположения строповочной петли в панели

1 — край панели или проема

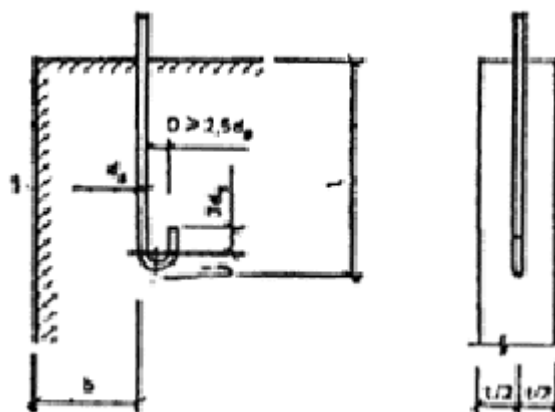


Рис. 2. Схема расположения в панели стержня с крюком на конце

1 — край панели или проема

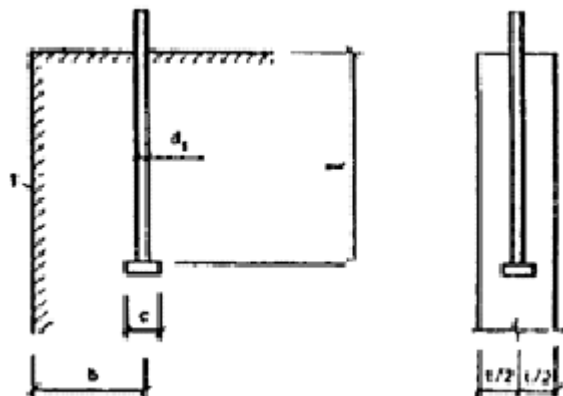


Рис. 3. Схема расположения в панели стержня с шайбой на конце

1 — край панели или проема

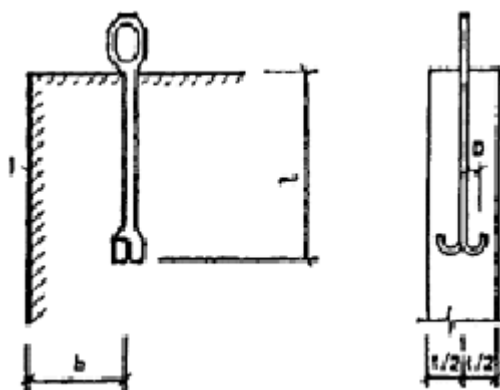


Рис. 4. Схема расположения в панели детали из полосовой стали

1 — край панели или проема

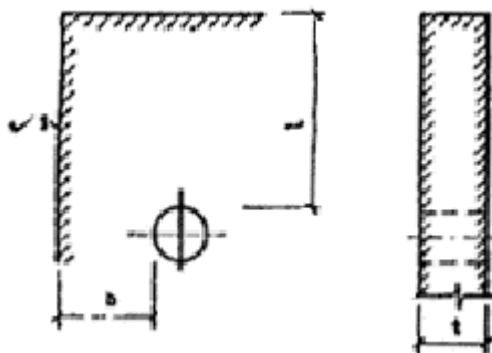


Рис. 5. Схема расположения отверстия в панели

1 — 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 анкеровки предполагает отсутствие сквозных трещин в верхней части изделия. Строповка за детали и отверстия бракованных изделий, имеющих сквозные трещины в зоне анкеровки 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 ВСтЗпсб и ВСтЗсп5 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.

Таблица I

Диаметр арматуры, мм	Усилие на деталь с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1 кН		
	для строповочной петли с подъемом		для стержня без
	без сгиба высту- пающей части	со сгибом высту- пающей части	сгиба 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 напряжений, 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

$$l_u = \frac{\eta_1^2 \eta_3 d_{s,red}}{d} \sqrt{D d_{s,red}}, \quad (3)$$

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 $u_1 = 1$. 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 $u_1 = 1$.

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

$$F_{n,exp} = \frac{1,25\alpha}{y_d y_f} y_1 R_{b,1cr} t \sqrt{l}. \quad (5)$$

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 запроектировать 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 $y_1 = 1$ (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 спроектировать 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 $y_1 = 0,65$ (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 $\eta_1 = 5,4$), она равна

$$l_{\underline{z}} = (5,4^2 \cdot 2,4 \cdot 2,5) / 13 \sqrt{7,0 \cdot 2,5} = 56 \text{ см}$$

Подъем панели за стержни диаметром 20 мм и концевой частью в виде крюка невозможен.

Пример 4. Требуется спроектировать 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 $y_1 = 0,92$; 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; $\eta_1 = 5,4$ (при $t/d = 1,07$ — по табл. 4)

$$l_{\underline{z}} = (5,4^2 \cdot 3,6 \cdot 2,5) / 13 \sqrt{7 \cdot 2,5} = 85 \text{ см} > 45 \text{ см}$$

Принимаем глубину заделки равной 45 см.

Пример 5. Требуется спроектировать 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; $\eta_1 = 5,4$ (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.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

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 нетвердеющая строительная, ГОСТ 14791-79	Вязкая однородная на основе полиизобутиленового, бутилового, этиленпропиленового, изопренового каучуков. Цвет от светлого до коричневого	Герметизация закрытых и дренированных стыков панелей наружных стен средних размеров (до 4 м) и мест примыкания оконных и дверных блоков к граням проемов	1 кг	Интервал температур эксплуатации от —50 до +70 °С
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	Герметизация закрытых и дренированных стыков панелей наружных стен в том числе стыков	0,3 кг	Интервал температур эксплуатации от —50 до +70 °С

	и резиноподобная после отверждения. Цвет светло-серый	панелей больших размеров (более 4 м)		
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 кремний-органический Эластосил-11-06, ТУ 6-02-775-76	Однокомпонентный отверждающийся материал на основе силиконового каучука. Цвет светлый	Герметизация стыков панелей наружных стен в суровых климатических условиях	0,3 кг	Интервал температур эксплуатации от — 55 до +90 °С
3. Воздухозащитные ленты				
Лента воздухозащитная 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 внутри 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 Герленд, 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 100 мм)	Интервал температур эксплуатации от — 50 до +60 °С. Наклеивается после обработки поверхности клеем-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 экрана и 2 м профилей-направляющих	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 из стабили-	Лента шириной 85 и	Водозащита	0,25 кг	Интервал

зированного полиэтилена (высокого давления), ГОСТ 16337-77*	110 мм, толщиной 1,5 — 1,8 мм. Цвет черный	вертикальных стыков панелей наружных стен (гибкий экран)		температур эксплуатации от — 40 до +70 °С
Лист из частично вспененного стабилизированного полиэтилена, ТУ П-42-71	Лента шириной 85 и 110 мм толщиной 1,5 — 1,8 мм. Цвет черный	То же	0,16 кг	То же
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 термоэластопласта в растворителе	Огрунтовка стыкуемых поверхностей бетонных панелей наружных стен в заводских условиях; приклеивание воздухо-защитных 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 составы на основе хлоропренового каучука в растворителе	Огрунтовка стыкуемых поверхностей бетонных панелей наружных стен в заводских условиях, приклеивание водоотводящих фартуков и прокладок ПРП при устройстве воздухозащиты	0,2 кг	
Праймер 141-50, ТУ 6-02-983-75	Прозрачная жидкость желтоватого цвета или бесцветная	Огрунтовка граней панелей перед нанесением герметика Эластосил II-06	0,2 кг	Наносится кистью или набрызгом
Состав грунтовочный под нетвердеющие 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