

Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
Владимирский государственный университет

В.С. БАРТЕНЕВ, В.И. ВОРОНОВ,
И.И. ШИШОВ, Т.Н. ЯШКОВА

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
И РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО
ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ
С НЕПОЛНЫМ КАРКАСОМ**

Учебное пособие

Издание 2-е, стереотипное

Владимир 2007

УДК 624.01
ББК 38.05-02
П79

Рецензенты:
Профессор Московского государственного строительного университета
А. К. Фролов

Кандидат технических наук, заведующий Владимирским отделом
федерального государственного предприятия
конструкторско-технологического бюро бетона и железобетона
А. И. Коробов

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Владимирского государственного университета

Проектирование и расчет конструкций многоярусного про-
П79 мышленного здания с неполным каркасом : учеб. пособие /
В. С. Баргенов, В. И. Воронцов, И. И. Шашов, Т. Н. Яшкова ; Владим.
гос. ун-т. – Изд. 2-е, стер. – Владимир : Изд-во Владим. гос. ун-та,
2007. – 160 с. – ISBN 5-89368-286-6.

Учебное пособие написано в соответствии с программой курса «Железобетонные и каменные конструкции», рассчитано на его использование при выполнении курсовых и дипломных проектов. Материал пособия изложен в соответствии с практикой изучения теоретического курса и сложной проектирования. Пособие состоит из подробных числовых примеров с необходимыми методическими указаниями к их выполнению. Изложение материала способствует как усвоению теоретических основ, так и самостоятельной работе студентов.

Предназначено для студентов специальности 270102 – промышленное и гражданское строительство бюджетной, ускоренной, контрактной, очной и заочной форм обучения, а также для студентов специальности 270105 – городское строительство и хозяйство очной формы обучения.

Табл. 15. Ил. 53. Библиогр.: 10 итм.

УДК 624.01
ББК 38.05-02

Разделы 1, 5, 6 написаны В. И. Воронцовым, разделы 2 и 7 написаны В. И. Воронцовым и Т. Н. Яшковой, раздел 3 написан В. С. Баргеновым и И. И. Шашовым, раздел 4 написан В. С. Баргеновым и В. И. Воронцовым.

ISBN 5-89368-286-6

© Владимирский государственный университет, 2001

ПРЕДИСЛОВИЕ

В учебном пособии изложены основы механики бетона, каменной кладки и железобетона, а также принципы конструирования и расчета отдельных элементов и конструкций промышленных многоэтажных зданий и сооружений. При этом авторами материал пособия представлен в виде конкретных примеров расчета и конструирования основных несущих элементов массивных каркасных зданий.

При разработке курсового проекта № 1 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» студенты сталкиваются с определенными трудностями. Главная из них состоит в том, что исполнитель не имеет опыта проектирования железобетонных конструкций, расчеты которых во многих отношениях специфичны, а приемы конструирования своеобразны. Другая сложность проекта обусловлена необходимостью компоновки конструктивной схемы здания в целом и его покрытий, решения сопряжения элементов с учетом основных принципов стандартизации, унификации и экономики. Подобное комплексное решение задачи является новым этапом в работе студентов и требует от них использования знаний, полученных как при изучении курса железобетонных конструкций, так и других дисциплин – архитектуры, сопротивления материалов и строительной механики.

Учебное пособие помогает студентам преодолеть упомянутые трудности. Однако оно не заменяет в полной мере соответствующую учебники, нормативную и справочную литературу, а является организующим началом для приступающих к проектированию железобетонных конструкций. Пособие состоит из семи разделов.

Каждый раздел представлен в виде отдельных примеров расчета и конструирования элементов здания. Такое изложение позволит студентам существенно сократить затраты времени на выполнение расчетов и достижение цели проекта – развитие практических навыков расчета и изображения на чертежах часто используемых железобетонных конструкций и их сопряжений.

ОБЩАЯ ЧАСТЬ

Курсовой проект состоит из расчетно-пояснительной записки в объеме 50 – 60 листов формата А4 и графической части в объеме 4 – 5 листов формата А2.

В расчетно-пояснительной записке студент должен:

1. Скомпоновать конструктивную схему здания.
2. Рассчитать и сконструировать плиту и второстепенную балку монолитного железобетонного перекрытия.
3. Рассчитать и сконструировать панель сборного перекрытия. Панель выполняется с предварительно напрягаемой рабочей арматурой и рассчитывается по двум группам предельных состояний.
4. Рассчитать и сконструировать сборный неразрезной ригель перекрытия. При этом следует построить объемлощадный эпюр усилий и эпюр арматуры.
5. Рассчитать и сконструировать тело колонны и консолей. Назначить тип стыка колонн.
6. Рассчитать и сконструировать фундамент под колонну каркаса.
7. Подобрать марку кирпича и раствора кирпичного простенка первого этажа по расчету прочности простенка.

В графической части проекта студент должен:

1. Вычертить схемы расположения сборных железобетонных элементов с маркировкой конструкций, привести спецификацию к схемам расположения и ведомость объемов сборных элементов, вычертить узлы и стыки сборных элементов.
2. Выполнить рабочий проект панелей сборного перекрытия, состоящий из опалубочных видов, схемы армирования, арматурных чертежей каркасов и сеток, спецификаций и ведомости расхода стали.
3. Выполнить рабочий чертеж сборного неразрезного ригеля (2 пролета), состоящий из опалубочных видов, схем армирования, арматурных чертежей каркасов и сеток, спецификаций и ведомости расхода стали.
4. Выполнить рабочий чертеж колонны с опалубочными видами, схемой армирования, чертежами арматурных каркасов, сеток и закладных деталей. Дать спецификацию и ведомость расхода стали.

5. Выполнить рабочий чертеж фундамента с показом необходимых сечений и арматурных изделий. Дать спецификацию и ведомость расхода стали.

При выполнении чертежей рекомендуется пользоваться атласом [7]. Монолитное перекрытие и кирпичный простенок представляются в виде эскизов в расчетно-пояснительной записке.

Примерная процентовка выполнения курсового проекта приведена в табл. 1.

Таблица 1

Этапы проектирования	Разделы проекта	Объем работ, %
Расчетно-пояснительная записка	1. Компоновка конструктивной схемы	5
	2. Расчет монолитного перекрытия	15
	3. Расчет панели сборного перекрытия	10
	4. Расчет сборного неразрезного ригеля	13
	5. Расчет колонны	5
	6. Расчет фундамента	4
	7. Расчет кирпичного простенка	3
	Итого	55
Графический материал	1. Схемы расположения сборных элементов	5
	2. Рабочий чертеж панели	10
	3. Рабочий чертеж ригеля	12
	4. Рабочий чертеж колонны	8
	5. Рабочий чертеж фундамента	7
	6. Составление ведомости расхода стали на элементы	3
	Итого	45
	Всего	100

Проект выполняется в соответствии с заданием на проектирование. Исходные данные для проектирования могут быть либо вписанными в задание, либо берутся из табл. 2 в соответствии с порядковым номером в журнале.

Раздел 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ

В задачу компоновки конструктивной схемы здания входят:
- выбор направления главных и второстепенных балок монолитного перекрытия;

- выбор направления сборного неразрезного ригеля, типа панелей перекрытия, формы сечения ригеля;
- определение минимальной толщины наружных несущих стен и компоновка поперечника;
- разбивка здания на температурные блоки;
- обеспечение пространственной жесткости здания.

Таблица 2

Цифра варианта	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Пролет, м	6,0	6,2	6,4	6,6	6,8	7,0	7,2	7,4	7,6	7,8
Временная нагрузка на перекрытие, кПа/м ²	22,5	20,0	17,5	15,0	12,5	10,0	8,0	7,5	6,0	5,0
Шаг колонн, м	6,3	6,5	6,7	6,9	7,1	7,3	7,5	7,7	7,9	8,1
Высота этажа, м	3,6	4,2	4,8	5,4	6,0	6,6	7,2	7,8	8,4	9,0
Расчетное давление на грунт R_n , т/м ²	0,3	0,28	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,2
Число этажей	4	4	4	5	4	4	4	4	5	4
Место строительства (район)	II	III	III	II	IV	IV	III	IV	III	IV

1.1. Компоновка монолитного перекрытия

Монолитное ребристое перекрытие состоит из взаимно перпендикулярных в плане главных и второстепенных балок, а также сплошной плиты, составляющих единое целое. Главные балки опираются на колонны и наружные стены и являются опорами для второстепенных балок. Для обеспечения экономичности проектного решения следует сравнить два варианта направления главных балок: вдоль и поперек здания (рис. 1.1).

В конструктивном отношении целесообразно принимать поперечное расположение главных балок, но окончательное решение принимается по согласованию с руководителем проекта.

Размеры элементов монолитного ребристого перекрытия зависят от нагрузки на перекрытие и пролетов балок. Шаг второстепенных балок назначается в пределах 1,8 – 2,7 м. Более подробная информация о монолитном перекрытии представлена в [2].

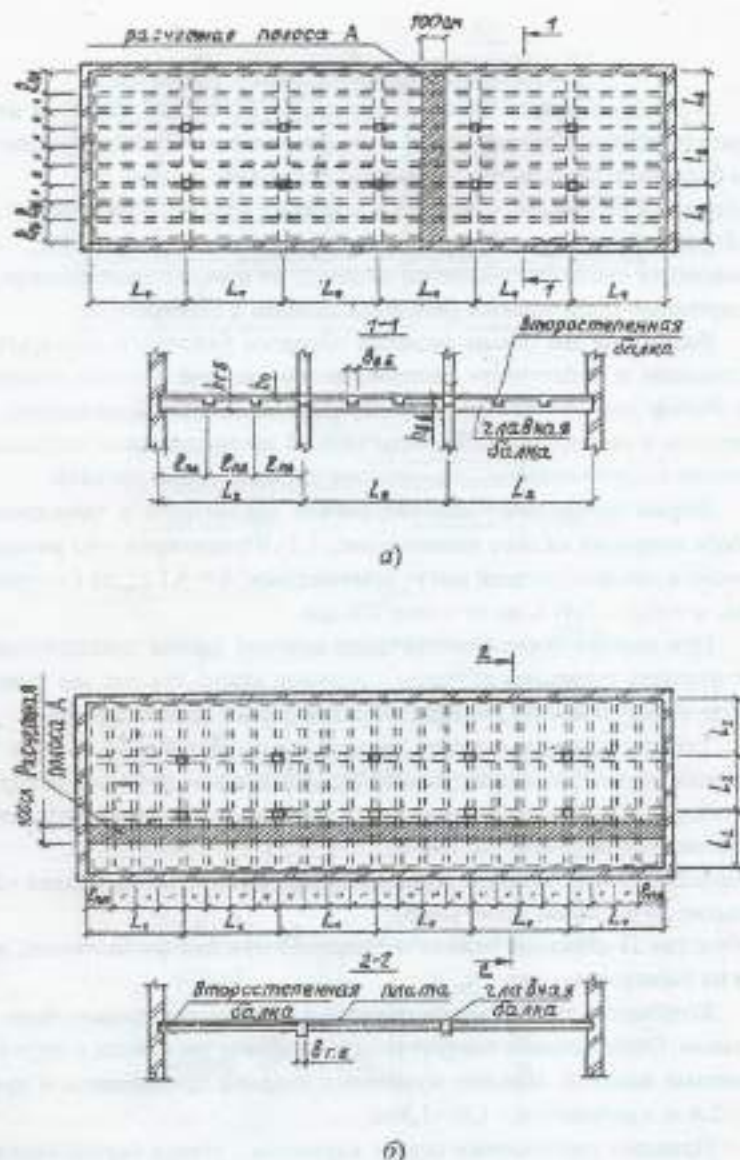


Рис. 1.1. Варианты компоновки монолитного перекрытия:
а – главные балки поперек здания; б – главные балки вдоль здания

1.2. Компоновка сборного перекрытия

В состав сборного балочного перекрытия входят панели и несущие ригели, которые опираются на колонны и стены. При компоновке сборного балочного перекрытия решаются следующие задачи:

- выбирается направление ригелей и форма их поперечного сечения;
- выбирается тип панелей перекрытия (пустотная или ребристая);
- выявляется число типоразмеров панелей, их номинальные размеры и одновременно производится раскладка панелей в перекрытии.

Возможны две схемы решения сборного балочного перекрытия – с продольным и поперечным расположением ригелей в плане здания (рис. 1.2). Выбор направления ригелей обуславливается соображениями экономического и конструктивного характера. В промышленных зданиях предпочтение следует отдавать поперечному расположению ригелей.

Форма поперечного сечения ригеля назначается в зависимости от способа опирания на него панелей (рис. 1.3). Ориентировочно размеры поперечного сечения ригелей могут приниматься: $h = 0,1 l$ (где l – пролет ригеля), $b = (0,3 \dots 0,4) h$, но не менее 200 мм.

При выборе формы поперечного сечения ригеля предпочтение следует отдавать тавровому сечению с полками внизу, так как это уменьшает конструктивную высоту перекрытий и расчетный пролет панелей.

Тип поперечного сечения панелей назначают в зависимости от интенсивности временных нагрузок на перекрытие и величины пролета:

- многпустотные панели применяют при временных нагрузках на перекрытие до 6000 Н/м^2 (рис. 1.4, а);
- ребристые панели типа 2 Т применяют при временных нагрузках на перекрытие до 9000 Н/м^2 (рис. 1.4, б);
- ребристые П-образные панели используют при любых значениях нагрузок на перекрытие (рис. 1.4, в).

Количество типоразмеров панелей в перекрытии должно быть минимальным. Оптимальным следует считать вариант раскладки с двумя типоразмерами панелей. Ширина пустотных панелей принимается в пределах 1,2 – 2,4 м, а ребристых – 1,0 – 1,8 м.

Привязка разбивочных осей в кирпичных стенах осуществляется со смещением внутренних граней стен с разбивочных осей на 200 мм внутрь здания для панелей и на 300 мм – для ригелей. Применение указанных по компоновке сборного перекрытия рассмотрено в [3].

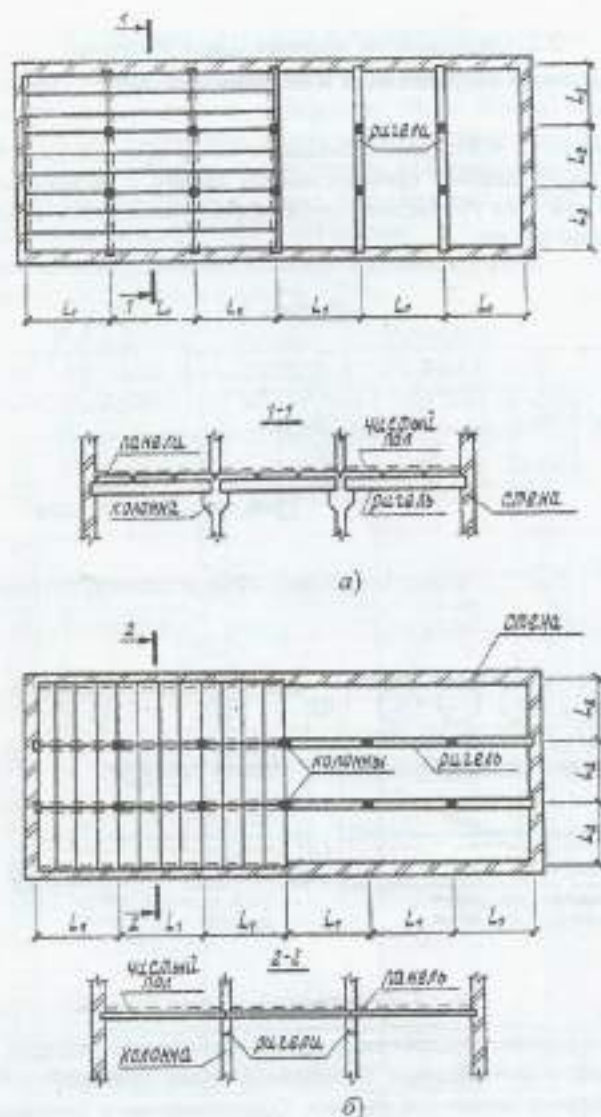


Рис. 1.2. Варианты компоновки сборного балочного перекрытия:
а – ригель поперек здания; б – ригель вдоль здания

1.3. Определение минимальной толщины наружных несущих стен и компоновка поперечника

Минимальная толщина кирпичных стен по прочностным характеристикам для многоэтажных промышленных зданий с неполным каркасом составляет 51 см. Для уточнения толщины стен необходимо выполнить теплотехнический расчет.

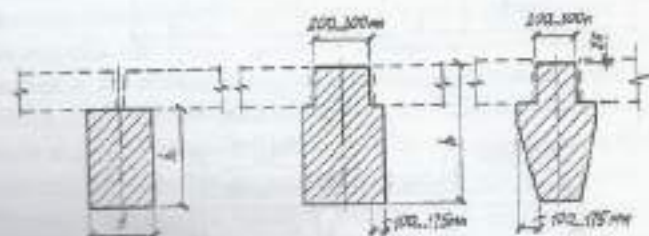


Рис. 1.3. Форма поперечного сечения сборных ригелей

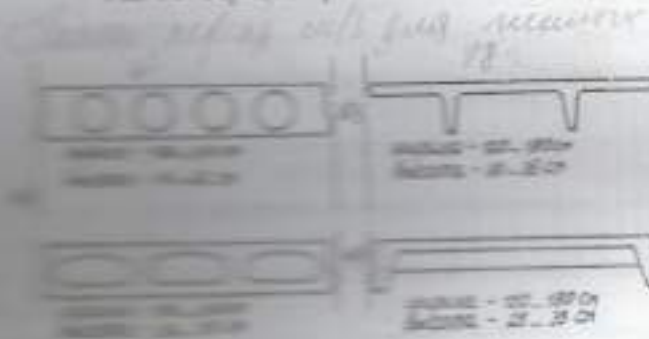


Рис. 1.4. Типы стеной сборных панелей

При компоновке поперечника здания выбирается разрезка колонн и панелей на стеновые сборные элементы, а также принимаются узлы соединения сборных элементов каркаса. Одновременно с компоновкой поперечника решается вопрос о форме и размерах сечений железобетонных колонн. При временных нагрузках на перекрытие до 5 кН/м^2 и числе этажей не более четырех сечение колонн принимают равным $300 \times 300 \text{ мм}$, при нагрузках до 10 кН/м^2 — $350 \times 350 \text{ мм}$, а в других случаях — $400 \times 400 \text{ мм}$. Пример компоновки поперечника представлен на рис. 1.5, 1.6 и в [4].

1.4. Разбивка здания на температурные блоки

В целях уменьшения усилий от изменений температуры и усушки здания по длине делятся на отдельные части (блоки) температурно-усадочными швами. Расстояние между швами устанавливается либо расчетом, либо по справочнику проектировщика. Максимальное расстояние между температурными швами в стенах отапливаемых зданий при температуре наружного воздуха до -30°C составляет:

- при кладке из обыкновенного глиняного кирпича — 60 м;
- при кладке из силикатного кирпича — 40 м.

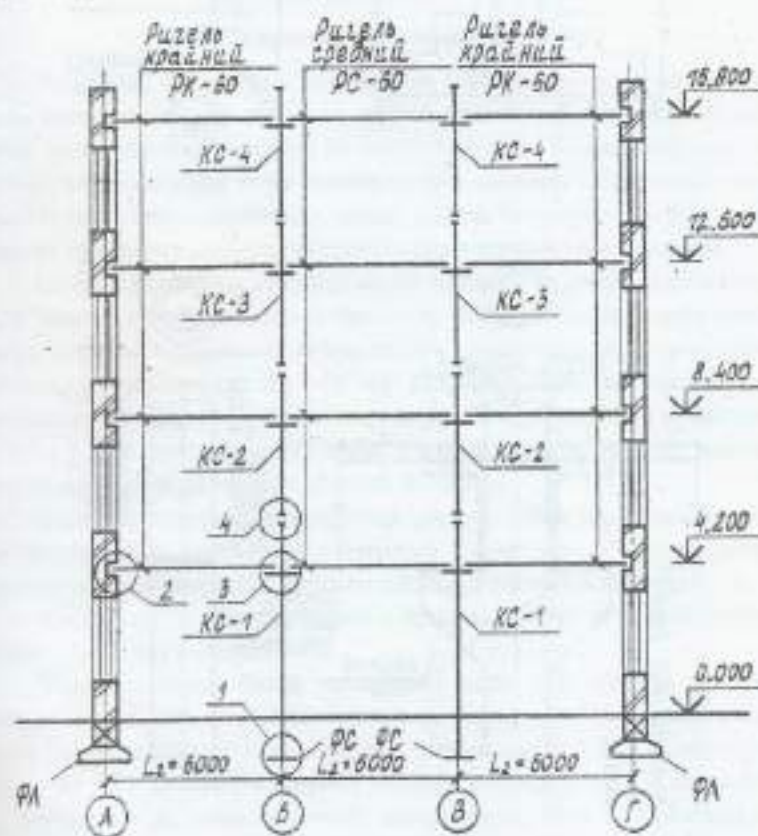


Рис. 1.5. Поперечник многоэтажного промышленного здания с неполным каркасом

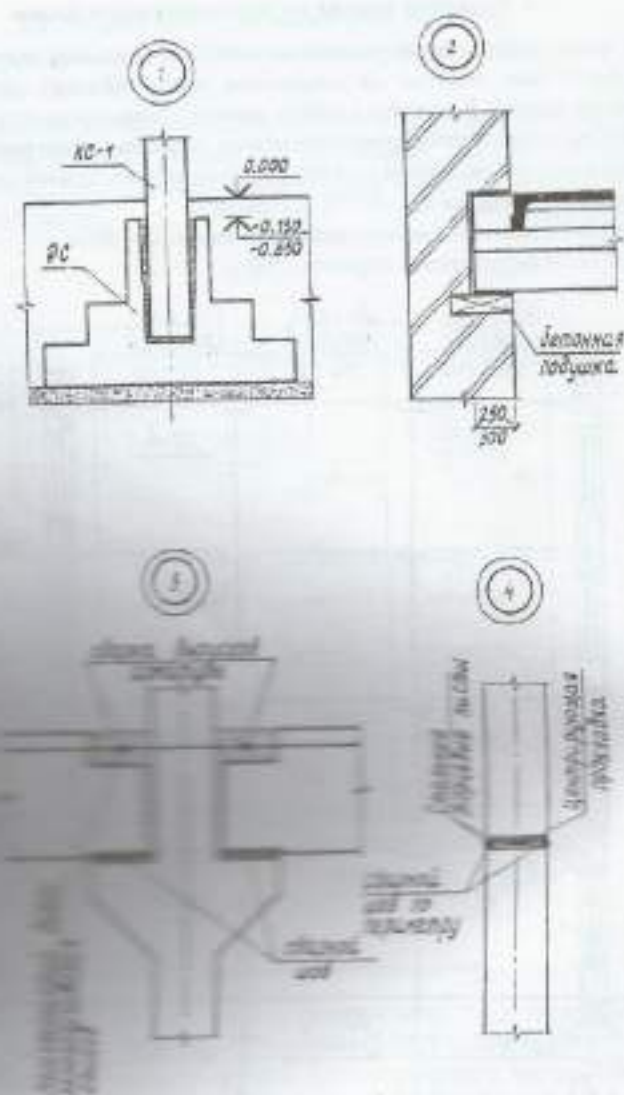


Рис. 1.6. Узлы 1, 2, 3, 4 сопряжения элементов каркаса

1.5. Обеспечение пространственной жесткости здания

Пространственная жесткость зданий с неполным каркасом обеспечивается поперечными рамами, дисками междуэтажных перекрытий и кирпичными стенами, представляющими собой вертикальные связевые диафрагмы. Установка специальных связей в этом случае не требуется.

Раздел 2. МОНОЛИТНОЕ РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

2.1. Указания по проектированию

Рибристое монолитное перекрытие (рис. 2.1) состоит из плиты, второстепенных балок, являющихся опорой для плиты, и главных балок, которые воспринимают нагрузки от второстепенных балок и передают их на вертикальные несущие части здания (стены, колонны). Все элементы перекрытия, монолитно связанные между собой, образуют жесткую неизменяемую диафрагму по верху вертикальных несущих частей здания.

Плита работает на местный изгиб по пролету, равному расстоянию в свету между второстепенными балками. Толщину монолитных плит, согласно нормам, принимают не менее: для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий — 50 мм; для междуэтажных перекрытий производственных зданий — 60 мм (для покрытий — 40 мм). При пролетах плиты 1,5 — 3 м и нагрузках до 15 кН/м² толщину плит из условий рационального армирования назначают обычно 8 — 10 см.

В многопролетном перекрытии плиту и балки рассчитывают по схемам неразрезных изгибаемых элементов. За расчетную ширину монолитной плиты принимают полосу прямоугольного сечения шириной 1 м.

Расчетные сечения балок в пролете имеют тавровый профиль с полкой (плитой) в сжатой зоне.

Второстепенные балки размещают через 1/2, 1/3 или 1/4 пролета главных балок, так, чтобы ось одной из балок совпала с осью колонны. Длину пролета второстепенных балок принимают от 3 до 7 м, высоту сечения h — от 1/12 до 1/20 l , а ширину сечения $b = (0,3 - 0,5) h$. Главные балки в зависимости от компоновочной схемы перекрытия располагают вдоль или поперек здания. Длина их l составляет 6 — 9 м, высота сечения $h = (1/8 - 1/15) l$, а ширина сечения балок $b = (0,4 - 0,5) h$. Размеры h и b должны быть кратными 5 см.

Элементы перекрытия рассчитывают и конструируют отдельно для плиты, второстепенной и главной балок. При этом рекомендуется придерживаться следующего порядка:

- установить расчетные схему и пролет;
- вычислить нагрузки;
- определить расчетные усилия – изгибающие моменты M и поперечные силы Q ;
- задаться расчетными параметрами материалов – проектным классом бетона и классом арматуры, выписать из соответствующих таблиц расчетные сопротивления материалов;
- принять высоту и ширину расчетного сечения;
- рассчитать продольную рабочую арматуру по изгибающему моменту;
- проверить наклонное сечение на действие поперечной силы и определить количество поперечной арматуры (хомутов и отгибов);
- выполнить в требуемых случаях расчет принятого сечения элемента по деформациям (определение прогибов), а также по образованию или раскрытию трещин;
- составить рабочий чертеж, т.е. сконструировать рассчитанный элемент.

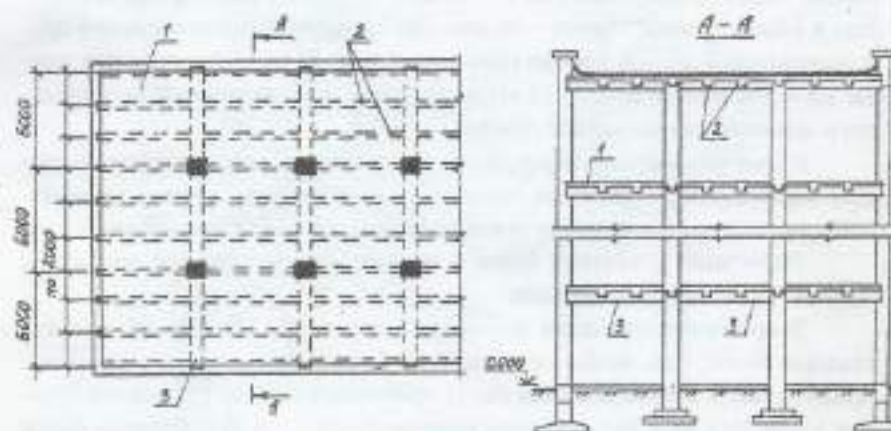


Рис. 2.1. Монолитное ребристое перекрытие:
1 – плита; 2 – второстепенные балки; 3 – главные балки

2.2. Пример расчета и конструирования монолитного ребристого перекрытия

Данные для проектирования.

Требуется рассчитать и сконструировать унифицированное перекрытие трехпролетного промышленного здания с внутренним каркасом и несущими наружными стенами (рис. 2.2).

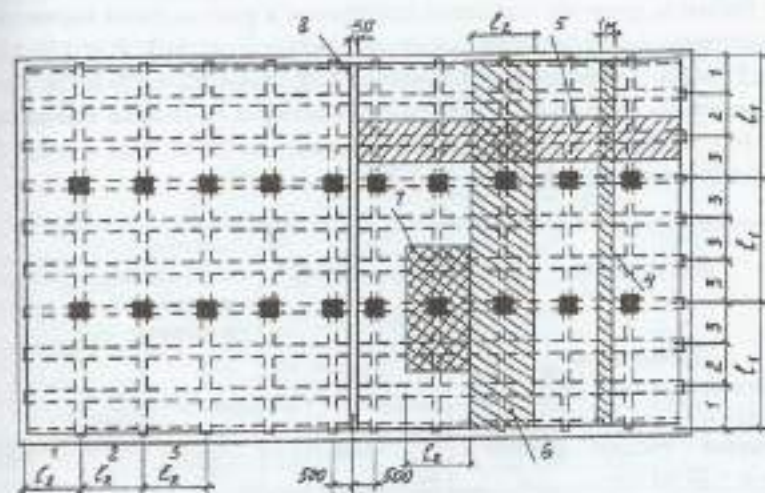


Рис. 2.2. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия с базовыми плитами:
1–3 – пролеты; 4, 5, 6 и 7 – расчетная грунтовая площадь на плиту, второстепенную балку, главную балку и колонну соответственно; 8 – температурный шов

Значения постоянных и временных нагрузок приведены в табл. 2.1. Поскольку продольный и поперечный шаги колонн приняты одинаковыми, то по расходу материалов продольная и поперечная схемы междуэтажного перекрытия равноценны. Предпочтение следует отдать поперечному размещению главных балок, так как в этом случае удачно решаются вопросы освещения и обеспечения общей жесткости здания при воздействии на него горизонтальных сил.

Для монолитных междуэтажных перекрытий обычно используют тяжелый бетон классов В 20 – В 30, а для армирования – сварные каркасы из стали класса А-II или А-III и сварные сетки из проволоки класса Вр-I. Для расчетного случая принимаем бетон класса В 20. По табл. 1.4 [4] расчетные сопротивления такого бетона для предельных состояний первой группы будут: на сжатие осевое $R_b = 11,5$ МПа; на растяжение осевое $R_{st} = 0,9$ МПа. Коэффициент условий работы бетона $\gamma_b = 0,9$. Коэффициент надежности по степени ответственности здания $\gamma_n = 0,95$.

Рабочую арматуру для балок принимаем в виде сварных каркасов из горячекатаной стали периодического профиля класса А-II, $R_s = 280$ МПа, $R_{st} = 225$ МПа. Для поперечной арматуры класса А-I $R_{st} = 175$ МПа. Арматуру для плиты принимаем в виде сварных сеток из проволоки класса Вр-I, $R_s = 365$ МПа и, как возможный вариант, из стали класса А-III, $R_s = 355$ МПа (при $d = 6 - 8$ мм).

Таблица 2.1

Вид нагрузки	Значения		
	нормативное, кН/м^2	коэффициента надежности по нагрузке γ_f	расчетное, кН/м^2
Постоянная			
Плиточный пол толщиной 15 мм, $\rho = 20 \text{ кН/м}^2$	0,30	1,1	0,33
Цементный раствор толщиной 20 мм, $\rho = 20 \text{ кН/м}^2$	0,40	1,3	0,52
Утеплитель шлакобетон толщиной 30 см, $\rho = 15 \text{ кН/м}^2$	0,45	1,3	0,59
Итого g	1,15	–	1,44
Временная			
Временная (по заданию)	8,0	1,2	9,6
В том числе длительная	6,5	1,2	7,8
Всего	9,15	–	11,04
В том числе длительная	7,65	–	9,24

2.2.1 Расчет плиты перекрытия

Расчетная схема. Расчетную схему плиты рассматриваем как многопролетную неразрезную балку, загруженную равномерно распределенной нагрузкой (рис. 2.3). Для получения расчетного пролета задаемся размерами поперечного сечения второстепенной балки: $h = (1/12 - 1/20) l$,

$$h_f = \frac{l}{30}$$

принимаем $h = 600/13 = 46$ см; $b = (1/2 - 1/3) h \geq 10$ см, принимаем ширину второстепенной балки $b = 20$ см.

Расчетный пролет плиты между второстепенными балками $l_2 = l_0$ (где l_0 – пролет в свету, равный $200 - 20 = 180$ см). Пролет плиты при опирании с одной стороны на несущую стену $l_1 = l_{cl} + h_f/2$ (где h_f – толщина плиты, значением которой также задаемся). Принимаем толщину плиты равной 8 см, что больше $h_{min} = 60$ мм. Собственный вес плиты $g_n = 0,08 \cdot 2500 \cdot 10 = 2000 \text{ Н/м}^2$. Расчетный пролет плиты $l_1 = 170 + 8/2 = 174$ см.



Рис. 2.3 Армирование монолитной плиты: а – расчетная схема и эпюра моментов; б – армирование дуговыми сетками; в – армирование плоскими сварными сетками

Сбор нагрузок. Расчетная нагрузка принимается на 1 м длины плиты шириной $b = 1$ м. Для данного случая расчетные нагрузки будут (с учетом веса плиты толщиной $h = 8$ см):

$$g = 1440 + 2000 \cdot 1,1 = 3640 \text{ Н/м}^2; \quad p = 9600 \text{ Н/м}^2;$$

$$q = (g + p) b = (3640 + 9600) 1 = 13240 \text{ Н/м.}$$

Определение усилий. В расчете неразрезных плит с учетом пластических деформаций значения изгибающих моментов при равных или отличающихся не более, чем на 20 %, пролетах принимают по равномоментной схеме независимо от вида загрузки временной нагрузкой (см. рис. 2.3):

- в крайних пролетах

$$M_1 = \frac{ql_1^2}{11} = \frac{13240 \cdot 1,74^2}{11} = 3644 \text{ Н·м;}$$

- в среднем пролете и над средними опорами

$$M_2 = M_c = \frac{ql_2^2}{16} = \frac{13240 \cdot 1,8^2}{16} = 2681 \text{ Н·м;}$$

- над вторыми от края опорами

$$M_B = \frac{ql_2^2}{11} = \frac{13240 \cdot 1,8^2}{11} = 3899 \text{ Н·м.}$$

Выбор арматуры. Арматуру в плите подбираем как для изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного сечения размером $b \times h = 100 \times 8$ см с помощью параметров ξ и η .

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; \quad \eta = 1 - 0,5\xi.$$

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 8 - 1,5 = 6,5 \text{ см,}$$

где a — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани сечения.

Для удобства армирования сварными сетками из проволоки класса Вр-I ($R_s = 365$ МПа) будем иметь:

- в крайних пролетах при $M_1 = 3644$ Н·м

$$\alpha_m = \frac{M_{17\pi}}{bk_0^2 R_{s762}} = \frac{364400 \cdot 0,95}{100 \cdot 6,5^2 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 100} = 0,08,$$

где коэффициент условий работы бетона $\gamma_{bt} = 0,9$; $\xi_s = 0,083$ и $\eta = 0,959$, а площадь сечения арматуры A_s определяем по формуле

$$A_s = \frac{M_{17\pi}}{\eta h_0 R_s} = \frac{366440 \cdot 0,95}{0,959 \cdot 6,5 \cdot 365 \cdot 100} = 1,52 \text{ см}^2,$$

- в среднем пролете и над средними опорами при $M_2 = 2681$ Н·м

$$\alpha_m = \frac{268100 \cdot 0,95}{100 \cdot 6,5^2 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 100} = 0,0582; \quad \eta = 0,969;$$

$$A_s = \frac{268100 \cdot 0,95}{0,969 \cdot 6,5 \cdot 365 \cdot 100} = 1,11 \text{ см}^2;$$

- над вторыми опорами при $M_B = 3899$ Н·м

$$\alpha_m = \frac{389900 \cdot 0,95}{100 \cdot 6,5^2 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 100} = 0,085; \quad \eta = 0,956;$$

$$A_s = \frac{389900 \cdot 0,95}{0,956 \cdot 6,5 \cdot 365 \cdot 100} = 1,64 \text{ см}^2.$$

По сортаменту сварных сеток ГОСТ 8478-81 для средних пролетов и над средними опорами (см. рис. 2.3, б, сетка С-1) принимаем сетку с типовым шагом 150×250 мм, но с рабочей продольной арматурой диаметром 5 мм (вместо 6 мм), т.е. типа $\frac{3Bp-I-150}{4Bp-I-250}$ ($A_s = 1,37 \text{ см}^2 > 1,11 \text{ см}^2$); про-

ектирование сеток с арматурой другого диаметра, отличающегося от приведенных в сортаменте, разрешается по п. 2 примечания к табл. 1 ГОСТ 8478-81 при сохранении шага стержней. В крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами укладывается дополнительная сетка С-2 марки $\frac{3Bp-I-250}{3Bp-I-250}$ ($A_s = 0,35 \text{ см}^2$), и тогда вся площадь сечения арматуры

$A_s = 1,37 + 0,35 = 1,72 \text{ см}^2 > 1,64 \text{ см}^2 (+ 4 \%)$. Дополнительная сетка заводится за первую промежуточную опору на $\frac{1}{4}$ пролета длиной (50 см).

Учитывая, что плита по всему контуру окармливается монолитно связанными с нею балками, допускается в средних пролетах и на средних опорах уменьшить изгибающие моменты на 20 %, следовательно, расход арматуры будет тоже на 20 % меньше: $A_s = 1,12 \cdot 0,8 = 0,9 \text{ см}^2$ (где 0,8 — ко-

коэффициент, учитывающий при частичном заземлении плиты по контуру (с учетом уменьшения изгибающего момента). С учетом уменьшения моментов для армирования средних пролетов и средних опор можно принять сварные

сетки С-3 и С-4 марки $\frac{4Bp-1-250}{5Bp-1-200}$ ($A_s = 1,18 \text{ см}^2$) с рабочей поперечной

арматурой диаметром 5 мм и шагом 200 мм (см. рис. 2.3, в). Тогда в крайних пролетах при требуемой $A_s = 1,52 \text{ см}^2$ над второй опорой при $A_s = 1,64 \text{ см}^2$

проектируем сетки С-5 и С-6 марки $\frac{4Bp-1-250}{5Bp-1-100}$ с рабочей поперечной

арматурой диаметром 5 мм и шагом 100 мм ($A_s = 1,96 \text{ см}^2$ на 1 м длины). Сетки С-3, С-4, С-5 и С-6 (см. рис. 2.3, в) укладываются раздельно; если сетки руповные, то их раскатывают вдоль балок.

Следует отметить, что при отсутствии типовых сварных сеток, соответствующих расчету по количеству рабочей продольной или поперечной арматуры, сетки конструируют заново с соблюдением требований, изложенных в «Руководстве по проектированию железобетонных конструкций».

2.2.2. Расчет второстепенной балки

Расчетная схема. Расчетная схема второстепенной балки представляет собой, так же как и расчетная схема плиты, неразрезную многопролетную балку, загруженную равномерно распределенной нагрузкой. Предварительные размеры сечения второстепенной балки принимаем $45 \times 20 \text{ см}$ (см. п. 2.2.1.). Для определения расчетных пролетов задаемся размерами главной балки:

$$h = l / 10 = 600 / 10 = 60 \text{ см}; \quad b = 0,5; \quad h = 30 \text{ см}.$$

Расчетные пролеты второстепенной балки будут средние пролеты (равны расстоянию в свету между главными балками) $l_{02} = l_2 - b_f = 6 - 0,3 = 5,7 \text{ м}$; крайние (равны расстоянию от оси опоры на стене до грани сечения главной балки)

$$l_{01} = l_1 - a - 0,5 \cdot b + 0,5 \cdot B = 6 - 0,2 - 0,5 \cdot 0,3 + 0,5 \cdot 0,25 = 5,52 = 5,5 \text{ м},$$

где B — длина опорного конца балки на стене; a — привязка разбивочной оси к внутренней грани стены.

Сбор нагрузок. Нагрузку на 1 м длины балки принимают на ширину грузовой площади, равную 2 м (расстояние между осями второстепенных

балок). Для данного случая (см. табл. 2.1) расчетные нагрузки будут иметь значения с учетом собственного веса плиты и балки по принятым размерам:

$$q_0 = 2(1440 + 2200) + (0,37 \cdot 0,2) 2500 \cdot 10 \cdot 1,1 = 7280 + 2035 = 9315 \text{ Н/м},$$

$0,37 \cdot 0,2 \text{ м}$ — размеры сечения балки за вычетом толщины плиты $b = 3 \text{ см}$,

2500 — плотность бетона, кг/м^3 ; 2200 кг/м^3 — собственный вес плиты;

1,1 — коэффициент надежности по нагрузке от собственной массы конструкции.

Расчетные величины от длительного и полного действия нагрузок составят:

$$p_{ld} = 2 \cdot 7800 = 15600 \text{ Н/м}; \quad p_{cd} = 2 \cdot 1800 = 3600 \text{ Н/м};$$

$$p = 2 \cdot 9600 = 19200 \text{ Н/м}; \quad q = q_0 + p = 9315 + 19200 = 28515 \text{ Н/м}.$$

Определение усилий. Расчетные моменты по равномоментной схеме (см. рис. 2.2, а):

в крайних пролетах

$$M_1 = q l_{01}^2 / 11 = 28515 \cdot 5,8^2 / 11 = 87204 \text{ Н·м};$$

в средних пролетах и над средними опорами

$$M_2 = M_0 = q l_{02}^2 / 16 = 28515 \cdot 5,7^2 / 16 = 57903 \text{ Н·м};$$

над вторыми от края опорами

$$M_3 = q l_{02}^2 / 11 = 28515 \cdot 5,7^2 / 14 = 66175 \text{ Н·м}.$$

Эпюры моментов строят для двух схем нагружения: 1) на полную нагрузку $q = q_0 + p$ в четных пролетах и на условную постоянную нагрузку $q' = q_0 + 1/4 p$ в четных пролетах (см. рис. 2.4, а); 2) на полную нагрузку $q = q_0 + p$ в четных пролетах и на условную постоянную нагрузку $q' = q_0 + 1/4 p$ в нечетных пролетах (см. рис. 2.4, б). При этом максимальные пролетные и опорные моменты принимают в расчете по равномоментной схеме аналогично неразрезным плитам (см. рис. 2.2, а), т. е. $q l^2 / 11$ или $q l^2 / 16$. Минимальные значения пролетных моментов строят по параболам, характеризующим момент от нагрузки q' ($M_1 = q' l^2 / 11$; $M_2 = q' l^2 / 16$) и проходящим через вершины ординат опорных моментов. В нашем случае:

$$q = q_0 + p = 28520 \text{ Н/м};$$

$$q' = 9315 + 1/4 \cdot 19200 = 14115 \text{ Н/м};$$

$$M'_1 = 14115 \cdot 5,8^2 / 11 = 43166 \text{ Н·м};$$

$$M'_2 = 14115 \cdot 5,7^2 / 16 = 28662 \text{ Н·м}.$$

Построение огибающего эпюра моментов второстепенной балки (рис. 2.4).

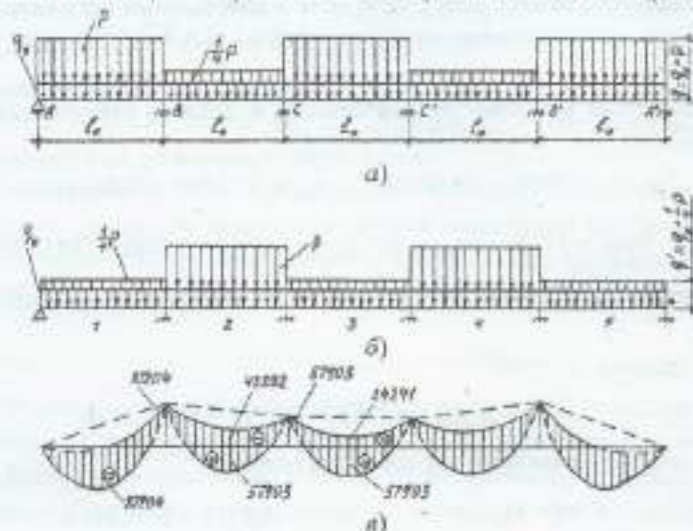


Рис. 2.4. Построение огибающего эпюра моментов второстепенной балки: а - при загрузке по схеме 1; б - при загрузке по схеме 2; в - эпюр моментов; 1 - 3 - номера пролетов

Вид огибающего эпюра представлен на рис. 2.4, в.

Расчетные минимальные моменты в пролетах будут равны:

- в первом пролете $M_{1\text{min}} = -87204/2 + 43166 = -436 \text{ Н·м};$

- во втором пролете $M_{2\text{min}} = -(66175 + 57903)/2 + 28662 = -33377 \text{ Н·м};$

- в третьем от края (т. е. во всех средних) пролете

$$M_{3\text{min}} = -57903 + 28662 = -29241 \text{ Н·м}.$$

При расчете арматуры на указанные моменты необходимо учитывать поперечную арматуру сеток плиты и верхние (конструктивные) стержни сварных каркасов балок.

Подбор продольной арматуры.

При расчете сечений балки на положительный момент (в пролете) принимают железобетонное сечение таврового профиля с полкой (плитой) в сжатой зоне (рис. 2.5).

Ширина полки в данном случае $b'_f = 200 \text{ см}$, так как соблюдено условие п. 3.16 СНиП 2.03.01-84, по которому $b'_f \leq l/3 + \Delta y = 600/3 + 20 = 220 \text{ см};$
 $b'_f \leq l_0 + b_f = 180 + 20 = 200 \text{ см}.$

При расчете на отрицательный момент принимают прямоугольное сечение, равное $45 \times 20 \text{ см}$, поскольку плита находится в растянутой зоне и в расчете не учитывается.

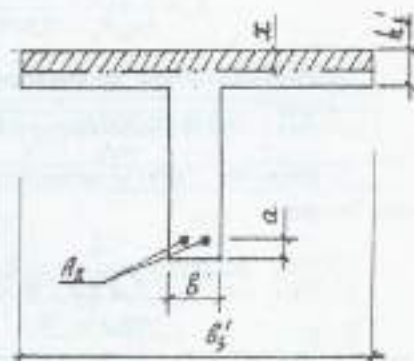


Рис. 2.5. Расчетное сечение балки в пролете

Для армирования применены сварные каркасы из стали класса А-II, $R_s = 280 \text{ МПа}$. Рабочая высота сечения

$$h_0 = 45 - 3,5 = 41,5 \text{ см}.$$

Арматуру рассчитываем с помощью параметров α_m , η и ξ (см. расчет плиты).

В крайних пролетах при $M_1 = 87204 \text{ Н·м}$; определяем расположение границы сжатой зоны сечения при $x = h'_f$, $b = b'_f$ и $A'_s = 0$:

$$M_{1YR} \leq \gamma_{b2} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f);$$

$8700000 \cdot 0,95 < 0,9 \cdot 11,5 \cdot 200 (41,5 - 0,5 \cdot 8) 100 = 62300000 \text{ Н·см};$
 условие соблюдается, граница сжатой зоны проходит в полке, следовательно, сечение принимают шириной b'_f .

По формуле (IV.49) [3] вычисляем

$$\alpha_m = \frac{M_{1YR}}{b'_f h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{8720400 \cdot 0,95}{200 \cdot 41,5^2 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 100} = 0,0232.$$

а затем находим коэффициенты $\eta = 0,988$ и $\xi = 0,023$ и определяем требуемое количество арматуры в сечении:

$$A_s = \frac{M_1 \gamma_n}{\eta b_0 R_s} = \frac{8720400 \cdot 0,95}{0,988 \cdot 41,5 \cdot 280 \cdot 100} = 7,24 \text{ см}^2.$$

Проверяем условие по формуле (70) [1]:

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,767;$$

по формуле (69) [1] вычисляем граничное значение высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_g = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{сж}}{\sigma_{сжн}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,658,$$

где $\sigma_{сж} = R_s = 280$ МПа, $\sigma_{сжн} = 500$ МПа при $\gamma_{b2} < 1$.

Условие по п. 3.16 [1] соблюдается, так как $\xi = 0,023 < \xi_g = 0,658$.

Армирование в крайних пролетах принимаем из двух плоских каркасов с рабочей арматурой 4 $\varnothing 16$ А-III с $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ (каркасы К-1 на рис. 2.6).

В средних пролетах при $M_2 = 57903 \text{ Н}\cdot\text{м}$ параметры α_m , η и ξ составят:

$$\alpha_m = \frac{5790300 \cdot 0,95}{200 \cdot 41,5^2 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 100} = 0,0162; \quad \eta = 0,993; \quad \xi = 0,016.$$

Требуемое количество арматуры в средних пролетах

$$A_s = \frac{5790300 \cdot 0,95}{0,993 \cdot 41,5 \cdot 280 \cdot 100} = 4,77 \text{ см}^2.$$

Армирование средних пролетов принимаем двумя каркасами с рабочей арматурой 2 $\varnothing 18$ А-III с $A_s = 5,09 \text{ см}^2$ (см. каркасы К-2 на рис. 2.6).

Условие $\xi < \xi_g$ соблюдается, так как $\xi = 0,016 < \xi_g = 0,658$.

Над вторыми от край опорам при $M_B = 66175 \text{ Н}\cdot\text{м}$ параметры α_m , η и ξ составят:

$$\alpha_m = \frac{6617500 \cdot 0,95}{20 \cdot 41,5^2 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 100} = 0,186; \quad \eta = 0,896; \quad \xi = 0,207.$$

и требуемая площадь арматуры будет равна

$$A_s = \frac{6617500 \cdot 0,95}{0,896 \cdot 41,5 \cdot 280 \cdot 100} = 6,04 \text{ см}^2.$$

Условие $\xi < \xi_g$ соблюдается, так как $\xi = 0,207 < \xi_g = 0,658$.

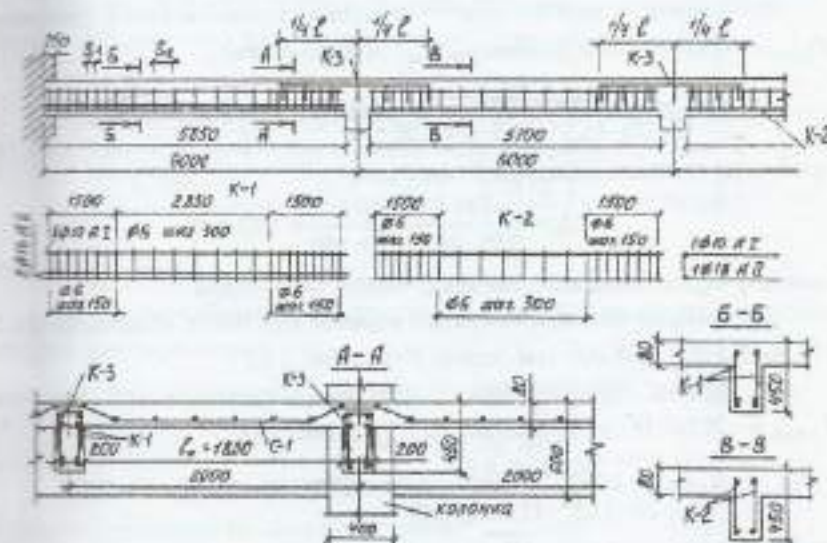


Рис. 2.6. Армирование неразрезной второстепенной балки

Растянутой арматурой в опорных зонах второстепенных балок являются продольные стержни надопорных сеток 2 $\varnothing 20$ А-III с $A_s = 6,28 \text{ см}^2$ (см. каркас К-3 на рис. 2.6). Каркасы выполняются П-образной формы и устанавливаются над главными балками на $1/4$ длины в каждую сторону.

Над средними опорами при $M_C = 57903 \text{ Н}\cdot\text{м}$ параметры α_m , η и ξ составят:

$$\alpha_m = \frac{5790300 \cdot 0,95}{20 \cdot 41,5^2 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 100} = 0,154; \quad \eta = 0,914; \quad \xi = 0,17.$$

и требуемая площадь арматуры будет равна

$$A_s = \frac{5790300 \cdot 0,95}{0,914 \cdot 41,5 \cdot 280 \cdot 100} = 5,45 \text{ см}^2;$$

условие $\xi < \xi_R$ соблюдается, так как $\xi = 0,17 < \xi_R = 0,658$.

Растянутой арматурой в опорных зонах второстепенных балок являются продольные стержни надопорных сегментов 2 Ø 20 А-III с $A_s = 6,28$ см² (см. каркас К-3 на рис. 2.6). Каркасы выполняются П-образной формы и устанавливаются над главными балками на 1/4 длины в каждую сторону.

Во втором пролете при действии отрицательного момента $M_{2\min} = -3337700$ Н·м параметры α_m , η и ξ составят:

$$\alpha_m = \frac{3337700 \cdot 0,95}{20 \cdot 41,5^2 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 100} = 0,094; \quad \eta = 0,95; \quad \xi = 0,098,$$

а требуемая площадь арматуры будет равна

$$A_s = \frac{3337700 \cdot 0,95}{0,95 \cdot 41,5 \cdot 280 \cdot 100} = 3,02 \text{ см}^2;$$

условие $\xi < \xi_R$ соблюдается, так как $\xi = 0,098 < \xi_R = 0,658$.

Для восприятия этого момента в верхней зоне балки устанавливаем 2 Ø 14 А-III с $A_s = 3,08$ см² (см. каркас К-2 на рис. 2.6).

В третьем пролете при действии отрицательного момента $M_{2\min} = -29241$ Н·м параметры α_m , η и ξ составят

$$\alpha_m = \frac{2924100 \cdot 0,95}{20 \cdot 41,5^2 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 100} = 0,078; \quad \eta = 0,958; \quad \xi = 0,085,$$

а требуемая площадь арматуры будет равна

$$A_s = \frac{2924100 \cdot 0,95}{0,958 \cdot 41,5 \cdot 280 \cdot 100} = 2,63 \text{ см}^2;$$

условие $\xi < \xi_R$ соблюдается, так как $\xi = 0,085 < \xi_R = 0,658$.

Для восприятия этого момента в верхней зоне балки устанавливаем 2 Ø 14 А-III с $A_s = 3,08$ см² (см. каркас К-4 на рис. 2.6).

Расчет поперечной арматуры.

Максимальная поперечная сила на опоре В составляет

$$Q = 0,6 \cdot q \cdot l = 0,6 \cdot 28515 \cdot 5,8 = 99232 \text{ Н.}$$

Эта сила действует по наклонному сечению и воспринимается бетоном и поперечной арматурой, установленной в сечении.

$$Q = Q_b + Q_{sw}.$$

Проверяем достаточность размеров сечения по условию:

$$Q = 99232 \text{ Н} < 0,3 \cdot \varphi_{\text{min}} \cdot \varphi_{\text{dl}} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0 = \\ = 0,3 \cdot 1,04 \cdot 0,896 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 41,5 \cdot 100 = 240149 \text{ Н,}$$

условие удовлетворяется. Размеры сечения достаточны.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в сечении, зависит от проекции расчетного наклонного сечения на продольную ось c :

$$Q_b = B_b / c.$$

Так как балка имеет тавровую форму сечения, то необходимо учесть влияние свесов сжатой полки на восприятие поперечной силы:

$$\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{0,75 \cdot 3h'_f h'_f}{bh_0} = \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 8}{20 \cdot 41,5} = 0,174 < 0,5,$$

т.е. $b'_f \leq b + 3h'_f$.

Вычисляем параметр B_b , полагая, что $\varphi_s = 0$ (предварительно напряженная арматура отсутствует).

$$B_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f) R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 = 2(1 + 0,174) \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 41,5 \cdot 100 = \\ = 65,1 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см.}$$

Полагая, что в расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, а $Q = B_b / c$, проекция сечения будет равна

$$c = \frac{B_b}{0,5Q} = \frac{65,1 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 100000} = 130 \text{ см} > 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 41,5 = 83 \text{ см.}$$

По конструктивным требованиям принимаем $c = 2 \cdot h_0 = 83$ см, тогда

$$Q_b = B_b / c = 65,1 \cdot 10^5 / 83 = 7,85 \cdot 10^4 \text{ Н} = 78,5 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, приходящаяся на поперечные стержни, равна

$$Q_{sw} = Q - Q_b = 99,232 - 78,5 = 20,732 \text{ кН;}$$

$$q_{sw} = Q_{sw} / c = 20732 / 83 = 250 \text{ Н/см.}$$

Из условий сварки с продольными стержнями Ø 20 мм принимаем поперечные стержни диаметром $d_{sw} = 5$ мм класса Вр-1 ($R_{sw} = 260$ МПа) при $\gamma_{s1} = 0,8$ и $\gamma_{s2} = 0,9$ (см. табл. 1.7 [4]). Число каркасов – два, следовательно, площадь сечения поперечных стержней

$$A_s = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2.$$

Шаг поперечных стержней

$$s = \frac{R_{yw} A_{sw} \gamma_{Al} \gamma_{S2}}{q_{gw}} = \frac{260 \cdot 0,392 \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 0,9}{250} = 29,4 \text{ см};$$

по конструктивным условиям следует принимать на пропорных участках $s \leq h/2 = 45/2 = 22,5$ см и не более 15 см. Принимаем $s = 15$ см.

В средней половине пролета балки поперечная сила на расстоянии $l/4$ пролета от опоры балки

$$Q = Q_{max} - ql/4 = 99232 - 28515 \cdot 5,80 / 4 = 57885 \text{ Н}.$$

По конструктивным требованиям (п. 5.27 СНиП 2.03.01-84) при высоте сечения $h > 300$ мм расстояние между поперечными стержнями s принимают не более $0,75h$ и не более 500 мм.

Поэтому в средней части балки можно принять $s = 0,75h = 0,75 \cdot 45 = 33$ см; принимаем $s = 30$ см (кратно 5 см).

В средних пролетах наибольшая поперечная сила

$$Q = 0,5 q l = 0,5 \cdot 28515 \cdot 5,7 = 81268 \text{ Н} < 100000 \text{ Н}.$$

По конструктивным соображениям и целях унификации каркасов принимаем для балок средних пролетов (см. каркасы К-2 на рис. 2.6) поперечные стержни диаметром 5 мм с шагом 15 и 30 см, так же как и для каркасов К-1 в крайнем пролете.

Каркасы К-1 и К-2 на опоре соединяют дополнительными стержнями с запуском за грань опоры (главной балки) на длину $15 \cdot d$, и не менее $s + 150$ мм.

Раздел 3. РАСЧЕТ СБОРНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ

3.1. Общие принципы проектирования плит перекрытия

Сборное железобетонное перекрытие состоит из плит и ригелей, причем до 65 % железобетона приходится на плиты. Поэтому от их рационального проектирования во многом зависит экономичность всей конструкции перекрытия. В зависимости от назначения сборные плиты проектируют плоскими и ребристыми (рис. 3.1). Плоские плиты могут быть с овальными или круглыми пустотами, либо сплошные.

Ребристые плиты выполняют, в основном, ребрами вниз.

При изготовлении плит перекрытия из тяжелого бетона минимальную толщину полков назначают: в пустотных плитах 25 – 35 мм, в ребристых – 50 – 60 мм. В ребристых плитах с продольными и поперечными ребрами полка работает в двух направлениях. В этом случае ее толщина принимается 40 – 50 мм.

Номинальную ширину и длину плит перекрытия назначают в зависимости от принятой компоновочной схемы здания с учетом заводской технологии их изготовления. Номинальная ширина плит сборного перекрытия промышленных зданий 1,2 – 1,8 м. Дюборные элементы имеют ширину 0,5 – 1 м.

Конструктивная ширина и длина меньше номинальной на 10 – 30 мм для получения зазоров, которые необходимы при последующем замоноличивании перекрытия (рис. 3.1).

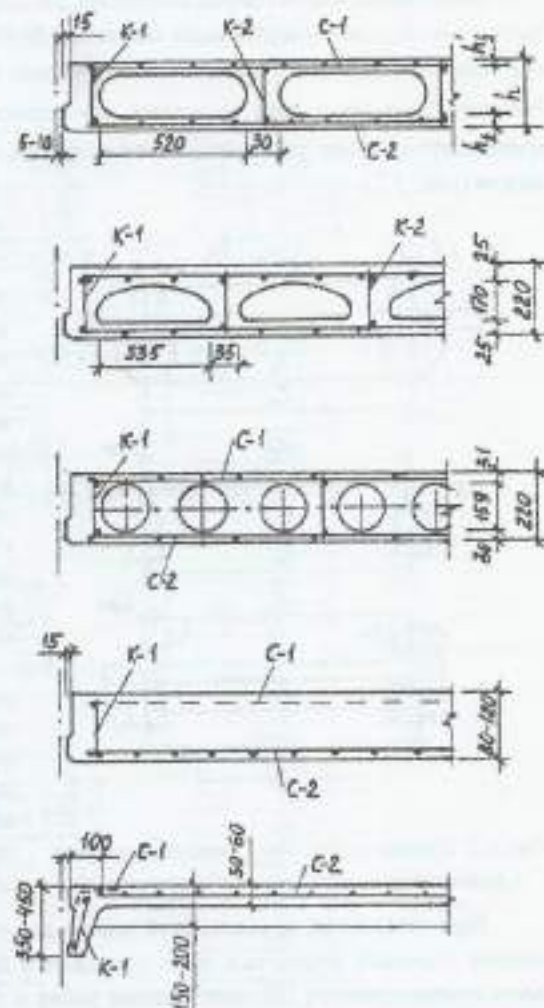


Рис. 3.1. Типы поперечного сечения плит перекрытия и их армирование

Монтажная масса сборных изделий должна быть в пределах 1,5 – 5 т. Расчетные значения изгибающих моментов M и поперечных сил Q в сборных плитах определяют как в однопролетных свободно опертых балках. Расчетный пролет l_0 при опирании плит перекрытий на полки ригелей принимают равным расстоянию между осями опор за вычетом ширины ригеля (рис. 3.2).

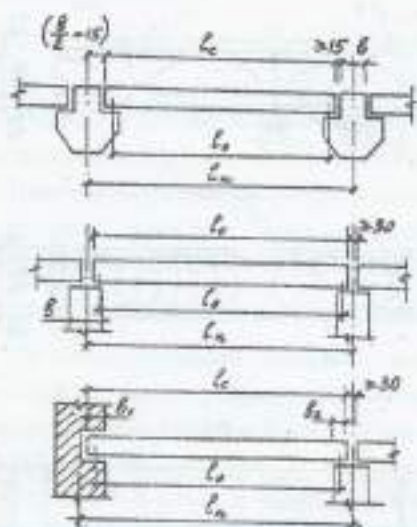


Рис. 3.2. Привязка сборных плит перекрытия к разбивочным осям несущих конструкций

При этом полку в растянутой зоне в расчетах на прочность не учитывают. Сечение ребристых плит с полкой в сжатой зоне приводится к тавру суммированием средних толщин ребер и принятием ширины и толщины полки по ее конструктивному габариту.

В плитах с круглыми пустотами эквивалентное двутавровое сечение находят из условия, чтобы площадь круглого отверстия диаметром d равнялась площади квадратного отверстия со стороной $h_1 = 0,9 d$.

Сечение панелей с овальными отверстиями приводят к эквивалентному двутавровому сечению, заменяя фактическое сечение пустоты при-

$$l_0 = l - b - a$$

Расчетные значения M и Q принимают в соответствии с фактическими условиями загрузки плиты, как правило, равномерно распределенной нагрузкой. Следует иметь в виду, что нагрузку на 1 м длины сборной плиты подсчитывают на всю ее номинальную ширину B , равную расстоянию в осях между смежными плитами.

Сборные плиты перекрытий со сложным сечением (ребристые, многопустотные и др.) в расчетах приводятся к эквивалентным тавровым или двутавровым сечениям (рис. 3.3).

многопустотником размерами $h_1 \times b_1 = 0,95 h_{\text{ов}} \times b_{\text{ов}}$, где $h_{\text{ов}}$ и $b_{\text{ов}}$ – высота и ширина овального отверстия соответственно.

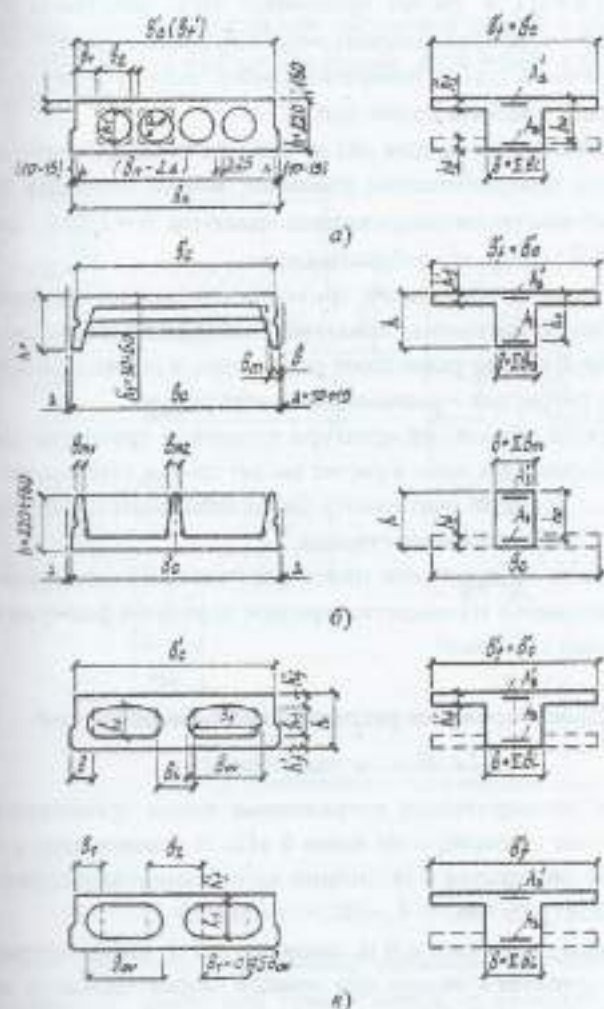


Рис. 3.3. Заданные и расчетные сечения поперечного сечения плит перекрытий а – с круглыми пустотами; б – ребристых; в – с овальными пустотами

При этом ширина полки в сжатой зоне b'_y вводимая в расчет, ограничивается следующими условиями:

- при $h'_y/h \geq 0,1$ берут всю ширину полки;
- при $h'_y/h < 0,1$ в расчет принимают часть ширины полки $b'_y = 12 h'_y + b$ (где b – суммарная ширина ребер в приведенном сечении);
- при наличии в плитах поперечных ребер ширину полки в сжатой зоне b'_y учитывают в расчете полностью.

Высоту сечения плит h , если она не принята предварительно по конструктивным или технологическим условиям, можно назначать при использовании предварительно напряженной арматуры $h = 1/30 l_0$ для пустотных плит и $h = 1/20 l_0$ для ребристых плит.

Площадь сечения продольной арматуры определяют по расчетным формулам, а затем по сортаменту арматуры подбираются диаметры стержней. Продольную арматуру размещают равномерно в раскрятой зоне пустотных плит, а в ребристых – равномерно во всех ребрах.

Кроме расчета продольной арматуры проверяют прочность плиты по наклонному сечению. При этом в расчет вводят только суммарную ширину ребер b (свесы полок не учитывают). Затем подбирают поперечную арматуру – хомуты или поперечные стержни.

После расчета по прочности плиты рассчитывают по деформациям (прогибам), образованию и раскрытию трещин, используя формулы второй группы предельных состояний.

3.2. Проектирование ребристой плиты перекрытия

3.2.1. Конструкция плиты

Ребристые предварительно напряженные плиты применяются при временной нагрузке на перекрытие более 6 кПа. В соответствии с компоновочной схемой перекрытия и заданными нагрузками плита принята ребристой П-образной (рис. 3.4).

Номинальная длина плиты 6 м, ширина – 1,5 м. Плита опирается на полки ригеля и крепится к полкам при помощи сварки закладных деталей на концах продольных ребер. Опирание плиты на ригель считается шарнирным с расположением шарниров в середине опорных участков, на расстоянии $(b + c)/2$ от координационной оси (рис. 3.4).

Ребристая плита имеет П-образное поперечное сечение со следующими основными размерами (см. рис. 3.4): толщина полки принята 50 мм; ширина продольных ребер 7 см по низу и 9 см поверху; высота плиты h (продольных ребер) принята равной: $h = 1/20 = 600/20 = 30$ см. При расчете сечение рассматривается как тавровое с полкой в сжатой зоне при ширине ребра $b = 2 \cdot 7 = 14$ см. Поскольку $h'_y/h = 5/30 > 0,1$, в расчет вводится вся ширина полки.

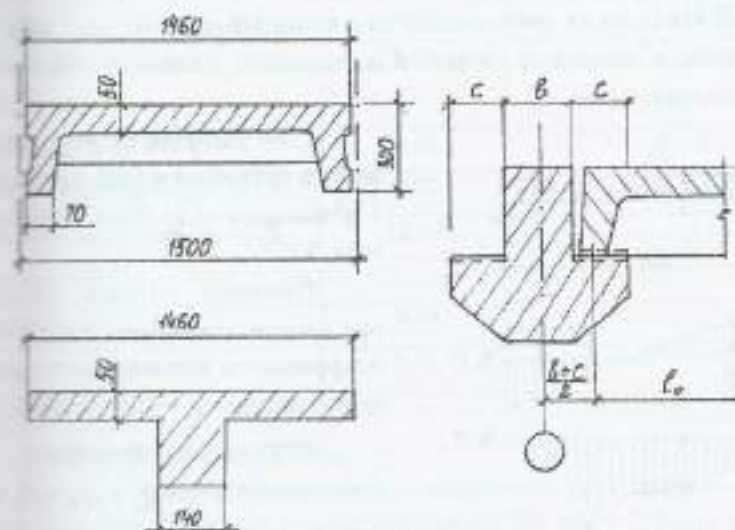


Рис. 3.4. Поперечное сечение и опирание плиты

$$b'_y = h_n - c_1 = 150 - 4 = 146 \text{ см.}$$

где $c_1 = 4$ см – величина зазора между смежными плитами.

Определим расчетный пролет плиты, предварительно задавшись размерами сечения ригеля:

$$h_0 = 1/10 l = 1/10 \cdot 600 = 60 \text{ см;}$$

$$b_0 = 0,33 \quad h_p = 0,33 \cdot 60 = 20 \text{ см.}$$

Тогда расчетный пролет плиты составит:

$$l_0 = l - (b + c) = 600 - (20 + 15) = 565 \text{ см} = 5,65 \text{ м.}$$

3.2.2. Определение усилий в плите от внешней нагрузки

Плита сборного перекрытия представляет собой балочную шарнирно опертую конструкцию. Поэтому в качестве расчетной схемы плиты принята балка на двух опорах, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой. Нагрузка на плиту состоит из постоянной (собственного веса плиты и пола) и временной (полезной по заданию). Расчетная схема плиты представлена на рис. 3.5.

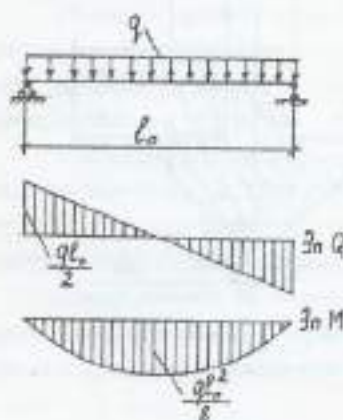


Рис. 3.5. Расчетная схема плиты

Сбор нагрузок на плиту произведен в табличной форме в расчете на 1 м^2 площади пола. Подсчет сведен в табл. 3.1.

Погонные нагрузки на плиту при ширине плиты $b_f = 1,5 \text{ м}$ с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ составят:

нагрузка нормативная:

$$\text{- постоянная } g^* = g_1^* b_f \gamma_n = 3,49 \times 1,5 \cdot 0,95 = 4,97 \text{ кН/м,}$$

$$\text{- полная } q^* = g^* + v^* = 12,19 \cdot 1,5 \times 0,95 = 17,37 \text{ кН/м,}$$

$$\text{- длительная } q_l^* = q^* + v_l^* = 9,49 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 13,52 \text{ кН/м,}$$

нагрузка расчетная:

$$\text{- постоянная } g = g_1^* b_f \gamma_n = 3,95 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 5,63 \text{ кН/м,}$$

$$\text{- полная } q = g + v = 14,39 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 20,51 \text{ кН/м,}$$

$$\text{временная } v = v_1 b_f \gamma_n = 10,44 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 14,88 \text{ тс/м.}$$

Таблица 3.1

Вид нагрузки	Значения		
	нормативное, кПа	γ_f	расчетное, кПа
Постоянная (g_1):			
Собственный вес плиты	2,70	1,1	2,97
Цементная стяжка	0,55	1,3	0,72
Керамическая плитка	0,24	1,1	0,26
Итого постоянная (g_1)	3,49	-	3,95
Временная (v_1)			
В том числе:	8,70	1,2	10,44
Длительная ($v_{1л}$)	6,00	1,2	7,20
Кратковременная ($v_{1к}$)	2,70	1,2	3,24
Полная нагрузка ($g_1 + v_1$)	12,19	-	14,39
В том числе:			
Длительная ($g_1 + v_{1л}$)	9,49	-	11,15
Кратковременная ($v_{1к}$)	2,70	-	3,24

Статический расчет плиты.

Значения изгибающих моментов и поперечных сил в плите от внешней нагрузки в соответствии с расчетной схемой (см. рис. 3.5) будут равны:

От нормативных нагрузок:

$$\text{- полной: } M^* = \frac{q^* l_0^2}{8} = \frac{17,37 \cdot 5,65^2}{8} = 69,31 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

$$\text{- длительной: } M_l^* = \frac{q_l^* l_0^2}{8} = \frac{13,52 \cdot 5,65^2}{8} = 53,95 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

От полной расчетной нагрузки:

$$M = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{20,51 \cdot 5,65^2}{8} = 81,84 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

$$Q = \frac{q l_0}{2} = \frac{20,51 \cdot 5,65}{2} = 57,94 \text{ кН.}$$

3.2.3. Исходные данные для расчета сечений плиты

Ребристая предварительно напряженная плита выполняется из тяжелого бетона класса В 25. Расчетные сопротивления бетона:

- для I группы предельных состояний $R_b = 14,5$ МПа, $R_{bt} = 1,05$ МПа;
 - для II группы предельных состояний $R_{b,ser} = 18,5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,6$ МПа.
- $E_b = 3 \cdot 10^4$ МПа.

Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$ (учитывает длительность действия нагрузки).

В качестве предварительно напряженной арматуры продольных ребер рекомендуется высокопрочная стержневая арматура классов А-V, А-VI, А-V, А-VI. Для рассматриваемого примера возьмем арматуру А-V с расчетными характеристиками:

$$R_{sa} = 785 \text{ МПа}, R_s = 680 \text{ МПа}, E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Арматура напрягается электротермическим натяжением на упоры форм; изделие подвергают тепловой обработке при атмосферном давлении; к трещиностойкости плиты предъявляются требования третьей категории.

Назначим величину предварительного напряжения σ_{sp} . Оно должно быть в пределах:

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} + p &\leq R_{sa}, \\ \sigma_{sp} - p &\geq 0,3 R_{sa}, \end{aligned}$$

где p – точность натяжения арматуры. При электротермическом натяжении на упоры

$$p = 30 + 360 / \ell = 93,7 \text{ МПа},$$

где $\ell = 5,65$ м – расстояние между упорами (длина натягиваемого стержня).

Приходим к неравенствам:

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &\leq 691,3 \text{ МПа}, \\ \sigma_{sp} &\geq 329,2 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Принимаем $\sigma_{sp} = 500$ МПа.

Коэффициент точности предварительного напряжения

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 0,84,$$

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,16,$$

где $\Delta \gamma_{sp}$ – предельное отклонение предварительных напряжений в арматуре, $p = 93,7$ – точность натяжения, n_p – число напрягаемых стержней.

Предварительное напряжение с учетом точности натяжения

$$\sigma_{sp} = \gamma_{sp} \cdot 500 = 0,84 \cdot 500 = 420 \text{ МПа}.$$

3.2.4. Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси

Расчет производится по стадии 3 напряженного состояния изгибаемого элемента (стадия разрушения). Возможны два случая разрушения: случай 1-й и случай 2-й. В 1-м случае, когда разрушение происходит во растянутой зоне, принимается:

- напряжения в растянутой арматуре достигают расчетного сопротивления R_s ;
- бетон в растянутой зоне в сечении с трещиной не работает;
- напряжения в бетоне сжатой зоны одинаковы в любой точке и равны расчетному сопротивлению бетона R_b .

Во 2-м случае сначала исчерпывается несущая способность сжатой зоны, и разрушение начинается с нее. Происходит это в сильно армированных (перезармированных) элементах. При этом в предельном состоянии напряжения в растянутой арматуре не достигают предельного значения, и ее несущая способность используется не полностью. Нормы рекомендуют избегать такого случая. Поэтому необходимо следить, чтобы выполнялось неравенство (СНиП [1], формула 25):

$$\xi \leq \xi_R,$$

где $\xi = \frac{x}{h_0}$ – относительная высота сжатой зоны бетона, ξ_R – граничная относительная высота (при которой осуществляется переход от случая 1-го к случаю 2-му).

Величина ξ_R для нашего примера:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{сск}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = 0,525.$$

Здесь: $\omega = 0,85 - 0,008 R_s = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,746$ (R_s , МПа), $\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{SR} - \Delta \sigma_{SR} = 680 + 400 - 420 = 660$ МПа ($\Delta \sigma_{SR} = 0$ при электротермическом натяжении), $\sigma_{сск} = 500$, поскольку введен коэффициент $\gamma_{л2} < 1$, учитывающий длительность действия нагрузки.

Изгибающий момент, действующий в поперечном сечении элемента, может быть выражен через напряжения в сжатой зоне бетона или через усилие в растянутой арматуре (рис. 3.6).

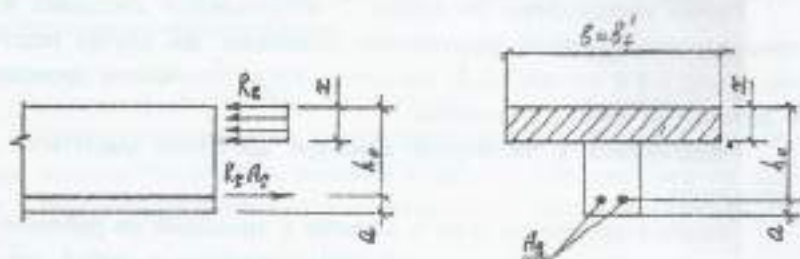


Рис. 3.6. Расчетная схема плиты по нормальному сечению

$$M = \alpha_m R_s b h_0^2, \quad M = \zeta h_0 R_s A_s$$

Величины $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$ и $\zeta = 1 - 0,5\xi$ являются функциями относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$ и приводятся в таблице 3.1 ([3], С. 140). Порядок расчета может быть такой:

1) Предполагая, что нейтральная линия проходит в пределах полки, и, следовательно, тавровое сечение можно рассчитывать как прямоугольное шириной $b = b'$, находим величину α_m , а по ней в таблице — ζ и ξ .

$$\alpha_m = M / (R_s b h_0^2) = 81,84 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,26^2) = 0,064;$$

$$\zeta = 0,967, \quad \xi = 0,067.$$

2) Убедимся, что нейтральная линия проходит в пределах полки:

$x = \xi h_0 = 0,067 \cdot 26 = 1,742$ см; $x < h'_f$ — нейтральная линия проходит в пределах полки.

3) Условие $\xi = 0,067 < \xi_R = 0,525$ выполняется.

4) Вычислим коэффициент условий работы арматуры:

$$\gamma_{л6} = \eta(\eta - 1) \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right); \quad \gamma_{л6} \leq \eta,$$

где $\eta = 1,15$ для арматуры А-V ([1], С. 31).

$$\gamma_{л6} = 1,15 - (1,15 - 1) \left(\frac{2 \cdot 0,067}{0,525} - 1 \right) = 1,26.$$

Принимаем $\gamma_{л6} = 1,15$.

5) Вычисляем требуемую площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = M / (\zeta h_0 R_s) = 81,84 \cdot 10^2 / (0,967 \cdot 26 \cdot 1,15 \cdot 680 \cdot 10^3) = 4,163 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 $\varnothing 18$ А-V $A_s = 5,09 \text{ см}^2$ (рис. 3.7).

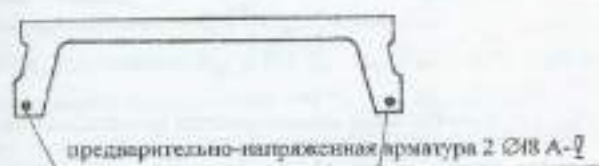


Рис. 3.7. Схема армирования продольных ребер плиты

3.2.5. Прочность плиты по наклонным сечениям

На прочность наклонных сечений плиты существенное влияние оказывают усилие предварительного обжатия бетона P_2 и слесы полок в сжатой зоне. Учет усилия обжатия производится коэффициентом ϕ_n , а влияние слесов полки — коэффициентом ϕ_p . Для этого, прежде всего, необходимо определить усилие обжатия бетона с учетом полных потерь предварительного напряжения арматуры. Различают потери первые и вторые. При электротермическом натяжении арматуры на упоры первые потери — это потери σ_1 от релаксации напряжений в арматуре и σ_n —

от быстроснатекающей ползучести; второе – это потери σ_8 – от усадки бетона и σ_9 – от ползучести. Определяются они по эмпирическим формулам. При этом напряжения обжатия бетона (входящие в эти формулы) определяются в предположении упругой работы приведенного (к бетону) поперечного сечения.

Определим геометрические характеристики такого сечения, умножая величины, относящиеся к сечению арматуры, на коэффициент приведения $\alpha = E_s / E_b = 1,9 \cdot 10^4 / 3 \cdot 10^4 = 6,33$ (рис. 3.8).

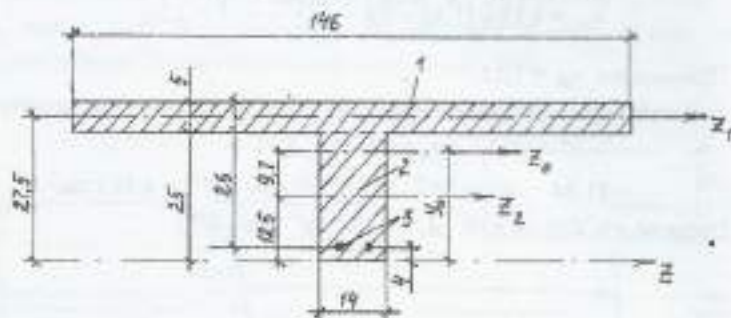


Рис. 3.8. К определению характеристик приведенного сечения

$$\text{Площадь } A_{red} = \sum_{i=1}^3 A_{red}^i = 1112 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } A_{red}^{(1)} = 5 \cdot 146 = 730 \text{ см}^2, A_{red}^{(2)} = 14 \cdot 25 = 350 \text{ см}^2, A_{red}^{(3)} = 6,33 \cdot 5,09 = 32 \text{ см}^2$$

Статический момент относительно оси Z:

$$S_{red} = \sum A_{red}^i a_i = 730 \cdot 27,5 + 350 \cdot 12,5 + 32 \cdot 4 = 24,6 \cdot 10^3 \text{ см}^3.$$

Координата y_0 центра тяжести поперечного сечения (относительно оси Z) $y_0 = S_{red} / A_{red} = 22,2 \text{ см}$.

Момент инерции относительно центральной оси Z_0 :

$$I_{red} = \sum I_{red}^{(i)} = \sum \left(\left(\frac{bh^3}{12} \right) + A_i (y_i - y_0)^2 \right) = 146 \cdot 5^3 / 12 + 730 \cdot 5,3^2 + \\ + 14 \cdot 25^3 / 12 + 350 \cdot 9,7^2 + 32 \cdot 18,2^2 = 83700 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления по растянутой зоне

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 3770 \text{ см}^3.$$

Момент сопротивления по сжатой зоне

$$W'_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 10700 \text{ см}^3.$$

При вычислениях потерь предварительного напряжения арматуры принимаются $\gamma_{sp} = 1$ ($\sigma_{sp} = 500 \text{ МПа}$). При электротермическом натяжении стержневой арматуры $\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp} = 15 \text{ МПа}$.

Сила обжатия бетона с учетом потерь σ_1 :

$$P_1 (\sigma_{sp} - \sigma_1) A_s = (500 - 15) \cdot 10^{-1} \cdot 5,09 = 247 \text{ кН}.$$

Напряжения обжатия бетона на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + (P_1 e_{op} / I_{red}) e_{op} = 12 \text{ МПа}.$$

Здесь $e_{op} = y_0 - a = 22,2 - 4 = 18,2 \text{ см}$ – эксцентриситет силы обжатия.

Назначим передаточную прочность бетона R_{bp} .

Исходят из неравенств: $R_{bp} \geq 0,5 B$, $\sigma_{bp} / R_{bp} \leq 0,95$ (при расчетной температуре наружного воздуха ниже -40°C $\sigma_{bp} / R_{bp} \leq 0,85$).

B – класс бетона по прочности, σ_{bp} – напряжение обжатия бетона на уровне сжатой кромки с учетом всех первых потерь. Назначаем $R_{bp} = 14 \text{ МПа}$. Определим потери σ_8 .

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 12 / 14 = 0,857,$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,562 \text{ (} R_{bp} \text{ в МПа)}.$$

Поскольку $\sigma_{bp} / R_{bp} > \alpha$,

$$\sigma_8 = 0,85(40\alpha + 85\beta (\sigma_{bp} / R_{bp} - \alpha)) = 72,4 \text{ МПа}.$$

Здесь $\beta = 5,25 - 0,185 R_{bp} = 5,25 - 0,185 \cdot 14 = 2,66$, но не более 2,5 и не менее 1,1. Принимаем $\beta = 2,5$. Итого первые потери

$$\sigma_{tot} = \sigma_1 + \sigma_8 = 15 + 72,4 = 87,4 \text{ МПа}.$$

Определим силу обжатия P'_1 с учетом первых потерь

$$P'_1 = (500 - \sigma_{tot}) \cdot 10^{-1} \cdot 5,09 = 210 \text{ МПа}.$$

Определим вторые потери $\sigma_{l02} = \sigma_3 + \sigma_2$

$$\sigma_3 = 35 \text{ МПа.}$$

Для определения потерь σ_2 вычислим напряжение обжатия в бетоне на уровне напрягаемой арматуры с учетом первых потерь

$$\sigma_{sp} = R / A_{red} + (R \sigma_{sp} / I_{red}) \epsilon_{sp} = 10,2 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{sp} / R_{sp} = 10,2 / 14 = 0,729.$$

Поскольку $\sigma_{sp} / R_{sp} < 0,75$,

$$\sigma_2 = 150 \alpha \sigma_{sp} / R_{sp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,729 = 92,9 \text{ МПа}$$

($\alpha = 0,85$ – для тяжелого бетона, подвергнутого тепловой обработке);

$$\sigma_{l02} = \sigma_3 + \sigma_2 = 128 \text{ МПа.}$$

Полные потери $\sigma_{l0} = \sigma_{l01} + \sigma_{l02} = 87,4 + 128 = 215 \text{ МПа.}$

Условие $\sigma_{l0} \geq 100 \text{ МПа}$ выполняется.

Сила обжатия бетона с учетом всех потерь

$$P_1 = (500 - \sigma_{l0}) \cdot 10^{-1} \cdot A_s = (500 - 215) \cdot 10^{-1} \cdot 5,09 = 145 \text{ кН.}$$

Расчет элементов, армированных поперечной арматурой (без отгибов) (рис. 3.9), выполняется по методике СНиП [1].

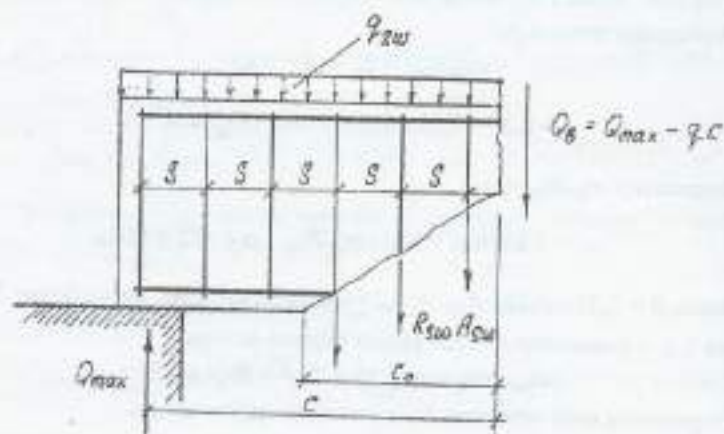


Рис. 3.9. К расчету наклонного сечения на действие поперечной силы

Выясним, требуется ли поперечная арматура по расчету. Для элемента без арматуры должно быть:

$$Q_{max} \leq 2,5 R_b b h_0, \quad (1)$$

$$Q \leq \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c. \quad (2)$$

$$Q_{max} = 57,94 \text{ кН, } b = 14 \text{ см, } h_0 = 26 \text{ см.}$$

Условие (1) выполняется ($57,94 \leq 9555$).

$$Q = Q_{max} - q_1 c,$$

где c для элемента без поперечной арматуры определяется так:

$$\varphi_1 \leq 0,16 \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b, \text{ то } c = c_{max} = 2,5 h_0,$$

в противном случае $c = h_0 \sqrt{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b / q_1}$, $c \leq c_{max}$.

$$q_1 = g + w_2 = 5,63 + 14,88/2 = 13,07 \text{ кН/м.}$$

$$\varphi_n = 0,1 P_2 / (R_{bt} b h_0) = 0,1 \cdot 145 / (0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,14 \cdot 0,26) = 0,422.$$

$$0,16 \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b = 45,2 \text{ кН/м.}$$

$\varphi_n = 1,5$ для тяжелого бетона (СНиП [1], стр. 40).

Принимаем $c = c_{max} = 2,5 \cdot 26 = 65 \text{ см.}$

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 57,94 - 13,07 \cdot 0,65 = 49,44 \text{ кН.}$$

$$\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c =$$

$$= 1,5 (1 + 0,422) \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 1000 \cdot 0,14 \cdot 0,26^2 / 65 = 29,3 \text{ кН.}$$

Условие (2) не выполняется ($49,44 > 29,3$). Поперечная арматура требуется по расчету.

Назначаем диаметр поперечных стержней – (1/3...1/4) от диаметра продольной рабочей арматуры. Берем $\varnothing 5 \text{ Вр-I}$, $R_{sw} = 260 \text{ МПа}$. Шаг принимаем по конструктивным требованиям: на приопорном участке длиной $2h$, $S = h/2 = 15 \text{ см}$, в средней части $S = (3/4) h$, возьмем 20 см .

В одной поперечной плоскости 2 стержня ($n = 2$):

$$A_{sw} = n A_s = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2.$$

Условие прочности наклонного сечения (см. рис. 3.9) при расчете на действие поперечной силы:

$$Q \leq Q_{sw} + Q_b, \quad (3)$$

где Q_{sw} , Q_b – поперечные силы, воспринимаемые поперечными стержнями и бетоном сжатой зоны соответственно.

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0,$$

где $q_{sw} = \gamma_{st} R_{sw} A_{sw}/S = 0,8 \cdot 260 \cdot 10^{-1} \cdot 0,392/15 = 0,544 \text{ кН/см} = 54,4 \text{ кН/м}$ – погонное усилие, воспринимаемое поперечными стержнями.

$\gamma_{st} = 0,8$ – коэффициент условий работы поперечной арматуры.

$$q_{sw} \geq Q_{b \min} / (2h_0), \quad (4)$$

$$Q_{b \min} = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^1 \cdot 14 \cdot 26 = 31 \text{ кН}.$$

Здесь $\varphi_{b2} = 0,6$ для тяжелого бетона ([1], С. 39).

$$\varphi_f = 0,75(b'_f - b)h'_f / (b h_0) = 0,75 \cdot 3 \cdot 5 \cdot 5 / (14 \cdot 26) = 0,155,$$

причем $b'_f \leq b + 3h'_f$ и $\varphi_f \leq 0,5$; $\varphi_n = 0,422$ (см. выше). $1 + \varphi_f + \varphi_n \leq 1,5$.

Принимаем $1,5 \cdot Q_{b \min} / (2h_0) = 31 / (2 \cdot 0,26) = 59,6 \text{ кН/м}$. $54,4 < 59,6$.

Условие (4) не выполняется. Примем шаг поперечных стержней $S = 13 \text{ см}$.

$$q_{sw} = 0,8 \cdot 260 \cdot 10^{-1} \cdot 0,392/13 = 62,7 \text{ кН/м} > 59,6 \text{ кН/м}.$$

Условие (4) выполняется.

Должно выполняться условие $S \leq S_{\max}$:

$$S_{\max} = \varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2 / Q_{\max} = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^1 \cdot 14 \cdot 26^2 / 57,94 = 23,2 \text{ см} -$$

условие выполняется.

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^1 \cdot 0,14 \cdot 0,26^2 = 26,8 \text{ кН·м},$$

где $\varphi_{b2} = 2$ – для тяжелого бетона ([1], С. 39).

Поскольку $q_1 < 0,56 q_{sw}$ ($13,07 < 0,56 \cdot 54,4$),

$$c = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{26,8 / 13,07} = 1,43 \text{ м},$$

$$c \leq (\varphi_{b2} / \varphi_{b3}) h_0 = (2/0,6) 26 = 86,7 \text{ см}.$$

Принимаем $c = 86,7 \text{ см}$.

$$c_0 = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{26,8 / 62,7} = 0,654 \text{ м}.$$

Из условий $h_0 \leq c_0 \leq 2 h_0$ и $c_0 \leq c$, принимаем $c_0 = 52 \text{ см}$.

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 62,7 \cdot 0,52 = 32,6 \text{ кН}.$$

$$Q_b = M_b / c = 26,8 / 0,867 = 30,9 \text{ кН}.$$

$$Q_b \geq Q_{b \min}. \text{ Принимаем } Q_b = Q_{b \min} = 31 \text{ кН}.$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 57,94 - 13,07 \cdot 0,867 = 46,6 \text{ кН}.$$

$46,6 \leq 32,6 + 31$ – условие прочности (3) выполняется.

Обеспечение прочности стенки между наклонными трещинами

Разрушение продольных ребер по стенке между наклонными трещинами возможно при тонкостенных сечениях (травом, двутравом), особенно предварительно напряженных, когда напряжения предварительного обжатия бетона усиливают сжимающие напряжения от нагрузки. При этом в стенке возникает невыгодное плоское напряженное состояние, при котором действие главных сжимающих напряжений усиливается действием в перпендикулярном направлении главных растягивающих напряжений. В результате разрушение происходит при значениях сжимающих напряжений, меньших предела прочности бетона на осевое сжатие. Эксперименты дают следующее условие прочности:

$$Q_{\max} \leq 0,3 \varphi_{st} \varphi_{b1} R_s b h_0,$$

$$\text{где } \varphi_{st} = 1 + 5 \alpha \mu_s, \varphi_{b1} \leq 1,3, \alpha = E_s / E_b = 1,7 \cdot 10^5 / 3 \cdot 10^4 = 5,67,$$

μ_s – коэффициент поперечного армирования.

$$\mu_s = A_{sw} / (b s) = 0,392 / (14 \cdot 13) = 0,00215.$$

Здесь b – ширина сечения на уровне середины высоты (без учета шпала), S – шаг поперечных стержней.

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_s = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,870, (R_s \text{ МПа}),$$

$\beta = 0,01$ для тяжелого бетона,

$$\varphi_{st} = 1 + 5 \cdot 5,67 \cdot 0,00215 = 1,06,$$

$$0,3 \varphi_{st} \varphi_{b1} R_s b h_0 = 131 \text{ кН}.$$

$57,94 \leq 131$ – условие прочности выполняется.

3.2.6. Расчет ребристой плиты по предельным состояниям второй группы

Расчет на образование трещин, нормальных к продольной оси.

По трещиностойкости плита должна удовлетворять требованиям 3-й категории (допускаются ограниченные по ширине трещины).

При расчете принимаем коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$. Возникающий в плите момент (от нормативных нагрузок) $M = 69,31$ кН·м. Условие записываем в виде

$$M \leq M_{crk}$$

где M_{crk} - предельный момент перед образованием трещин. Величину M_{crk} определяют приближенно по способу ядерных моментов:

$$M_{crk} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{гр} = 1,6 \cdot 6600 \cdot 10^{-6} + 25,7 = 36,3 \text{ кН·м};$$

$$W_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,75 \cdot 3770 = 6600 \text{ см}^3.$$

Здесь $\gamma = 1,75$ для таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

$M_{гр} = \gamma_{sp} P(e_{op} + r) = 0,84 \cdot 145(18,2 + 2,88) = 2570$ кН·см = 25,7 кН·м - момент усилия обжатия бетона P относительно оси, проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны;

$\gamma_{sp} = 0,84$ - коэффициент точности предварительного натяжения.

Здесь $r = \varphi (W_{red} / A_{red}) = 0,85 \cdot 3770 / 1112 = 2,88$ см - расстояние до ядровой точки.

$$\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 0,75 = 0,85.$$

Отношение напряжений в бетоне сжатой зоны к расчетному сопротивлению бетона для предельных состояний второй группы $\sigma_b / R_{b,ser}$ принимают предварительно равным 0,75.

Условие трещиностойкости не выполняется ($69,31 > 36,3$). Следовательно, необходим расчет по раскрытию трещин.

Посмотрим, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при ее обжатии (при значении коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} = 1,16$):

$$A(e_{op} - r_{int}) < R_{bt} W'_{pl}.$$

$$1,16 \cdot 247(18,2 - 8,18) < 1,09 \cdot 10^3 \cdot 18700.$$

$2870 > 2040$. Условие не выполняется, начальные трещины образуются.

$$\text{Здесь } r_{int} = \varphi \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 0,85 \cdot (10700 / 1112) = 8,18 \text{ см - расстояние от}$$

центра тяжести приведенного сечения до нижней ядровой точки, $R_{bt} = 1,09$ - нормативное сопротивление бетона растяжению, соответствующее передаточной прочности $R_{bp} = 14$ МПа, $W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,75 \cdot 10700 = 18700 \text{ см}^3$.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси.

Различают продолжительное и непродолжительное раскрытие трещин. Ширина продолжительного раскрытия a_{cr2} определяется от действия постоянных и длительных нагрузок. Чтобы получить ширину непродолжительного раскрытия a_{cr1} , надо к ширине a_{cr2} прибавить ширину раскрытия от кратковременных нагрузок, которая, ввиду нелинейной зависимости ширины раскрытия трещин от нагрузок, определяется как разность ширины раскрытия от непродолжительного действия всех нагрузок a'_{cr1} и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок a''_{cr1} . При этом принимается $\gamma_{sp} = 1$.

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле

$$a_{cr} = 20(3,5 - 100 \mu) \delta \eta \varphi_1 \left(\frac{\sigma_s}{E_s} \right)^{2/3} \sqrt{d}.$$

$$\mu = A_p / (bh_s) = 5,09 / (14 \cdot 26) = 0,014, 100 \mu = 1,4.$$

$\delta = 1$ для изгибаемых элементов, $\eta = 1$ для стержней периодического профиля, $\varphi_1 = 1$ для кратковременной нагрузки (и непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузки), $\varphi_1 = 1,60 - 15 \mu = 1,60 - 0,21 = 1,39$ для постоянных и длительных нагрузок при тяжелом бетоне естественной влажности.

Напряжения в растянутой арматуре в сечении с трещиной σ_s , отношение напряжений после погашения момента от предварительного обжатия бетона определяем по формуле

$$\sigma_s = M_s / W_s,$$

где $M_s = M - P(Z_1 - e_{sp})$; $W_s = A_{sp} Z_1 = 5,09 \cdot 23,5 = 120 \text{ см}^2$; M – момент от внешних сил; $P = 145 \text{ кН}$ – сила обжатия бетона;
 $Z_1 = h_0 - h_f/2 = 26 - 5/2 = 23,5$ – плечо внутренней пары сил;
 $e_{sp} = 0$ – эксцентриситет силы обжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры; d – диаметр растянутой арматуры в миллиметрах.

Определим продолжительную ширину раскрытия трещин $a_{cr,2}$. Момент от постоянных и длительных нагрузок $M = 53,95 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Поскольку в верхней зоне плиты при ее обжатии возникают начальные трещины, сила обжатия P должна уменьшаться на величину $\Delta P = \lambda P$.

$$\lambda = (1,5 - 0,9/\delta)(1 - \varphi_m) = (1,5 - 0,9/1,4)(1 - 0,452) = 0,470.$$

$$\text{Здесь } \delta = \frac{y_0 A_s}{(h - y_0)(A_s + A'_s)} = \frac{22,2}{30 - 22,2} = 2,85, \text{ но не более } 1,4.$$

Принимаем $\delta = 1,4$. Здесь y_0 – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до крайнего волокна бетона, растянутого, внешней нагрузкой.

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_p - M_{sp}} = \frac{1,6 \cdot 10^3 \cdot 6600 \cdot 10^{-6}}{53,95 - 30,6} = 0,452 \quad (\varphi_m \leq 1)$$

$$\text{где } M_{sp} = 145(18,2 + 2,88) \cdot 10^{-2} = 30,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$P - \lambda P = P(1 - \lambda) = 145(1 - 0,47) = 76,8 \text{ кН};$$

$$M_p = 53,95 - 76,8 \cdot 0,235 = 35,9 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\sigma_s = 35,9 \cdot 10^3 / 120 \cdot 10^6 = 299 \text{ МПа};$$

$$a_{cr,2} = 20(3,5 - 1,4) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,39 \left(\frac{299}{1,9 \cdot 10^5} \right)^{3/4} \sqrt{18} = 0,241 \text{ мм}.$$

Предельная ширина раскрытия $a_{cr,2} = 0,3 \text{ мм}$. Определим ширину раскрытия $a'_{cr,1}$.

$$M = 69,31 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad \varphi_m = \frac{1,6 \cdot 10^3 \cdot 6600 \cdot 10^{-6}}{69,31 - 30,6} = 0,273;$$

$$\lambda = (1,5 - 0,9/1,4)(1 - 0,273) = 0,623;$$

$$P(1 - \lambda) = 14,5(1 - 0,623) = 54,7 \text{ кН};$$

$$\sigma_s = (69,31 - 54,7) \cdot 10^3 / 120 \cdot 10^6 = 470 \text{ МПа};$$

$$a'_{cr,1} = 20(3,5 - 1,4) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \left(\frac{470}{1,9 \cdot 10^5} \right)^{3/4} \sqrt{18} = 0,272 \text{ мм};$$

$$a'_{cr,1} = 20(3,5 - 1,4) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \left(\frac{299}{1,9 \cdot 10^5} \right)^{3/4} \sqrt{18} = 0,173 \text{ мм}.$$

Определим непродолжительную ширину раскрытия трещин.

$$a_{cr,1} = a_{cr,2} - a'_{cr,1} - a'_{cr,1} = 0,241 + 0,272 - 0,173 = 0,34 \text{ мм}.$$

Предельная непродолжительная ширина раскрытия трещин $a_{cr,1} = 0,4 \text{ мм}$.

Расчет плиты по деформациям. Определение прогиба.

Плита опирается шарнирно по двум коротким сторонам, работает как балка на двух шарнирных опорах (рис. 3.10), нагружена равномерно распределенной нагрузкой, имеет пролет $l_0 = 5,65 \text{ м}$. Прогиб определяется от длительного действия постоянной и длительной нормативной нагрузки $q = 13,52 \text{ кН/м}$. Максимальный момент в середине пролета $M_2 = 53,95 \text{ кН}\cdot\text{м}$ превышает величину момента $M_{cr} = 36,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Величину x_1 , определяющую длину зоны с трещинами (рис. 3.10), можно определить из уравнения

$$M_p - \frac{1}{2} q l_1 x_1 = 36,3, \text{ откуда } x_1 = 1,62 \text{ м, зона без трещин } x_0 = \frac{l_0}{2} - x_1 = 1,2 \text{ м}.$$

Прогиб определяется по интегралу Мора

$$f_1 = \int_0^l M_1 \left(\frac{1}{r} \right) dx.$$

где $M_1 = M_1(x)$ – момент от единичной силы, приложенной в направлении искомого перемещения (см. рис. 3.10),

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \left(\frac{1}{r} \right)(x) \text{ – кривизна изогнутой оси от заданной нагрузки.}$$

На участке без трещин

$$\frac{1}{r} = \frac{M_p l_2 - P e_{op}}{I_{bt} E_b I_{red}},$$

где M и $P e_{op}$ – моменты от внешней нагрузки и усилия обжатия бетона соответственно относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

φ_{s1} , φ_{s2} – коэффициенты, учитывающие кратковременную и длительную ползучесть бетона:

$\varphi_{s1} = 0,85$ для тяжелого бетона; $\varphi_{s2} = 2,0$ при влажности среды 40 – 75 %.

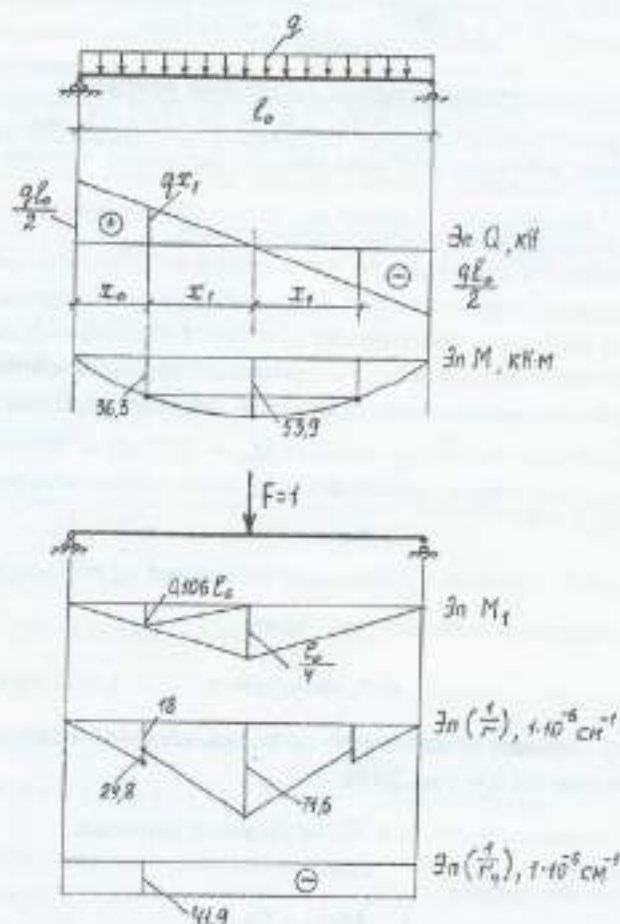


Рис. 3.10. К вычислению прогиба плиты

При $M = 36,3$ кН·м (на границе участков):

$$\frac{1}{r} = \frac{36,3 \cdot 10^3 \cdot 2,0 - 145 \cdot 10^{-3} \cdot 0,182}{0,85 \cdot 3 \cdot 10^4 \cdot 83700 \cdot 10^{-8}} \cdot 10^{-2} = 21,6 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Поскольку при обжатии бетона в плите образуются начальные трещины (см. выше), кривизну следует увеличить на 15 % (СНиП 2.03.01-84*, С. 53):

$$\frac{1}{r} = 1,15 \cdot 21,6 \cdot 10^{-6} = 24,8 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

На участке с трещинами в растянутой зоне кривизну определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{k_0 \sigma_1} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{v E_b A_b} \right) - \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\psi_s}{E_s A_{sp}},$$

причем силу обжатия $P = N_{tot}$ уменьшают на величину λP , так как плита имеет начальные трещины от обжатия.

Определим кривизны в двух точках.

1. При $M_s = 36,3$ кН·м (на границе участков):

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_s - M_{sp}} = \frac{1,6 \cdot 6600 \cdot 10^{-6}}{(36,3 - 30,6) \cdot 10^{-3}} = 1,85,$$

так как $\varphi_m \leq 1$, отсюда принимаем $\varphi_m = 1$.

$$\lambda = \left(1,5 - \frac{0,9}{\delta} \right) (1 - \varphi_m) = 0 - \text{уменьшения силы обжатия не будет.}$$

$N_{tot} = P_s = 145$ кН – сила обжатия с учетом всех потерь при $\gamma_{sp} = 1$;

$e_1 = h_0 - h_f / 2 = 26 - 5 / 2 = 23,5$ см; $\psi_s = 1,25 - \varphi_{ts} = 1,25 - 0,8 = 0,45$ (при $\varphi_{ts} = 1$); $\varphi_{ts} = 0,8$; $v = 0,15$; $\psi_b = 0,9$ при длительном действии нагрузки;

$$\frac{1}{r} = \frac{36,3 \cdot 10^3}{26 \cdot 23,5} \left(\frac{0,45}{1,9 \cdot 10^4 \cdot 5,09} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 3 \cdot 10^3 \cdot 5 \cdot 146} \right) - \frac{145}{26} \frac{0,45}{1,9 \cdot 10^4 \cdot 5,09} = 18,0 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

2. $M_s = 53,95$ кН·м (в середине пролета):

$$\varphi_m = \frac{1,6 \cdot 6600 \cdot 10^{-6}}{(53,95 - 30,6) \cdot 10^{-3}} = 0,452.$$

$$\lambda = \left(1,5 - \frac{0,9}{\delta} \right) (1 - \varphi_m) = \left(1,5 - \frac{0,9}{1,4} \right) (1 - 0,452) = 0,47,$$

$$\text{где } \delta = \frac{y_0}{(h-y_0)} \frac{A_s}{(A_s+A'_s)} = \frac{22,2}{(30-22,2)} = 2,85,$$

но $\delta \leq 1,4$, отсюда принимаем $\delta = 1,4$;

y_0 – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до крайнего волокна бетона, растянутого внешней нагрузкой.

$$N_{int} = P_2 (1 - \lambda) = 145 (1 - 0,47) = 76,8 \text{ кН.}$$

$$\psi_s = 1,25 - \psi_{s0} \psi_m = \frac{1 - \psi_m^2}{(3,5 - 1,8 \psi_m) \frac{e_{s, int}}{h_0}}$$

$$= 1,25 - 0,8 \cdot 0,452 = \frac{1 - 0,452^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,452) \frac{70,2}{26}} = 0,778,$$

где $e_{s, int} = M_s / N_{int} = 53,95 \cdot 10^2 / 76,8 = 70,2$ см.

$$\frac{1}{r} = \frac{53,95 \cdot 10^2}{26 \cdot 23,5} \left(\frac{0,778}{1,9 \cdot 10^4 \cdot 5,09} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 3 \cdot 10^3 \cdot 5 \cdot 146} \right) - \frac{76,8 \cdot 0,778}{26 \cdot 1,9 \cdot 10^4 \cdot 5,09} =$$

$$= 71,6 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Интеграл Мора вычислим приближенно, считая, что на участке без трещин (длиной x_0) и на участке с трещинами (длиной x_1) кривизны изменяются линейно (см. рис. 3.10). Вычисление интеграла заменим перемножением эшаров M_i и $\left(\frac{1}{r}\right)$ по правилу Верещагина.

$$f_i = \int_0^l M_i \left(\frac{1}{r}\right) dx = \left[\frac{1}{2} \cdot 0,106 l_0 \cdot 120 \frac{2}{3} \cdot 24,8 + \frac{1}{2} \cdot 0,106 l_0 \cdot 162 \left(\frac{2}{3} \cdot 18 + \right. \right.$$

$$\left. \left. + \frac{1}{3} \cdot 71,6 \right) + \frac{1}{2} \cdot 0,25 l_0 \cdot 162 \left(\frac{2}{3} \cdot 71,6 + \frac{1}{3} \cdot 18 \right) \right] 2 \cdot 10^{-6} = 2,16 \text{ см.}$$

Необходимо учесть еще отрицательный прогиб (выгиб) f_i от ползучести бетона под действием силы обжатия P . Кривизна $\left(\frac{1}{r_4}\right)$ определяется

по формуле
$$\frac{1}{r_4} = \frac{\varepsilon - \varepsilon'}{h_0},$$

где ε и ε' – совместные деформации бетона и арматуры на уровне растянутой арматуры и сжатой (от внешней нагрузки) кромки бетона. Определяются они через потери предварительного напряжения арматуры от ползучести бетона.

$$\varepsilon = \frac{(\sigma_6 + \sigma_9)}{E_s}, \quad \varepsilon' = \frac{(\sigma'_6 + \sigma'_9)}{E_s},$$

где σ'_6, σ'_9 – потери в некоторой фиктивной арматуре, которая могла бы быть на уровне сжатой кромки бетона.

$\sigma_6 = 72,4$ МПа, $\sigma_9 = 92,9$ МПа – вычислялись при определении потерь. Определим σ'_6 .

$$\sigma'_6 = \frac{A_s}{A_{red}} \frac{A e_{cp}}{l_{red}} (h - y_0) = \frac{247}{1112 \cdot 10^{-4}} \frac{247 \cdot 0,182}{83700 \cdot 10^{-8}} (0,3 - 0,222) =$$

$= -1968$ кПа – напряжения обжатия бетона на уровне сжатой кромки.

Поскольку напряжения обжатия бетона на уровне сжатой кромки получились отрицательными (растягивающими) и превышающими величину $R_{bt} = 1,545$ МПа – прочность бетона на растяжение, соответствующую передаточной прочности, деформации ε' в формуле кривизны $\frac{1}{r_4}$ следует принять равной нулю.

Определяем кривизну

$$\varepsilon = \frac{(\sigma_6 + \sigma_9)}{E_s} = \frac{(72,4 + 92,9)}{1,9 \cdot 10^5} = 8,7 \cdot 10^{-4},$$

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\varepsilon}{h_0} = \frac{8,7 \cdot 10^{-4}}{26} = 0,335 \cdot 10^{-4} \text{ 1/см.}$$

Поскольку плита имеет начальные трещины от обжатия, кривизну $\frac{1}{r_4}$ следует увеличить на 25 % (СНиП 2.03.01-84*, пункт 4.25):

$$\frac{1}{r_4} = 1,25 \cdot 0,335 \cdot 10^{-4} = 0,419 \cdot 10^{-4} \text{ 1/см.}$$

Кривизна будет постоянной по всей длине плиты (см. рис. 3.10). Перемножение с эпором M_1 дает

$$f_4 = -\frac{1}{2} \frac{l_0}{4} l_0 \cdot 41,9 \cdot 10^{-6} = \frac{-565^2}{8} \cdot 41,9 \cdot 10^{-6} = -1,67 \text{ см.}$$

Прогиб плиты равен

$$f = f_1 + f_4 = 2,16 - 1,67 = 0,49 \text{ см.}$$

Предельный прогиб

$$f_u = \frac{1}{200} l_0 = \frac{1}{200} \cdot 565 = 2,82 \text{ см.}$$

Условие $f \leq f_u$ выполняется.

3.3. Расчет и конструирование многопустотной плиты

3.3.1. Конструкция плиты

Требуется рассчитать и конструировать сборную многопустотную железобетонную предварительно напряженную плиту перекрытия размерами $6 \times 2,2$ м (рис. 3.11 и атлас [7]).

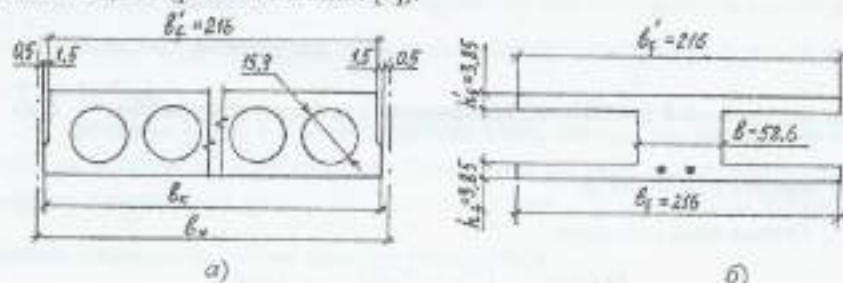


Рис. 3.11. Конструкция многопустотной плиты перекрытия:
а - поперечное сечение плиты; б - к расчету по образцованию трещины

Основные геометрические размеры (см. рис. 3.1):

- номинальная длина - $l_n = 6,0$ м;
- конструктивная длина - $l_c = 5,96$ м;
- расчетный пролет $l_0 = l_n - b/2 = 6 - 0,24/2 = 5,88$ м,

где $b = 0,24$ м - ширина ригеля в первом приближении; $b/2 = 2 \cdot b/4$, где $b/4 = 0,06$ м - расстояние от вертикальной оси сечения ригеля до условного шарнира, который принимается в середине номинальной длины опорной площадки плиты;

- номинальная ширина $b_n = 2,2$ м;
 - конструктивная ширина $b_c = 2,19$ м;
 - ширина полки расчетного двутаврового сечения $b_f = b'_f = 216$ см;
 - высота плиты $h = 22$ см;
 - полезная высота $h_c = h - a = 22 - 3 = 19$ см, где $a = 3$ см - расстояние от центра тяжести площади арматуры A_s до нижних волокон сечения;
 - диаметр пустот $D = 159$ мм = $15,9$ см;
 - толщина полки расчетного тавра при расчетах по предельным состояниям первой группы (см. рис. 3.11, б) $h'_f = (h - D) / 2 = (22 - 15,9) / 2 = 3,05$ см ≈ 3 см;
 - ширина ребра расчетного тавра при расчетах по предельным состояниям первой группы $b = b'_f - n \cdot D = 216 - 11 \cdot 15,9 \approx 41$ см, где $n = 11$ - число пустот;
 - толщина верхней и нижней полок двутавра при расчете по предельным состояниям второй группы $h'_f = h_f = (h - 0,9 \cdot D) / 2 = (22 - 0,9 \cdot 15,9) / 2 = 3,845$ см $\approx 3,85$ см;
 - ширина ребра расчетного двутавра при расчете по предельным состояниям второй группы $b = b'_f - 0,9 \cdot n \cdot D = 216 - 0,9 \cdot 11 \cdot 15,9 = 58,59$ см $\approx 58,6$ см, где $n = 11$ - число пустот.
- Рекомендации по определению основных размеров расчетных (приближенных) тавров и двутавров даны в учебнике [3] на рис. 11.6.

3.3.2. Определение усилий в плите от внешней нагрузки

Многопустотная плита сборного перекрытия представляет собой свободно опертую балочную конструкцию. Поэтому в качестве расчетной схемы плиты принимаем балку на двух шарнирных опорах, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой - постоянной и временной (рис. 3.12).

Временная нагрузка на перекрытие принимается по заданию и для рассматриваемого примера равна $v_{1n} = 600 \text{ кгс/м}^2 = 0,6 \text{ тс/м}^2$.

Постоянная нагрузка, включающая собственный вес плиты и конструкцию пола, описана в табл. 3.2.

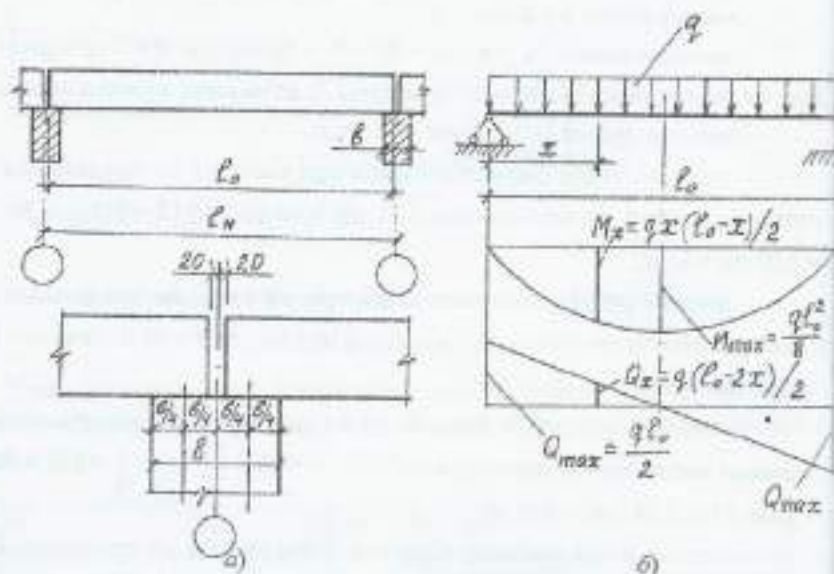


Рис. 3.12. Расчетная схема многорукавной плиты: а – конструктивная схема, б – расчетная схема

Сбор нагрузок на 1 м^2 перекрытия проведен в соответствии с требованиями СНиП [2] и подсчитан в табличной форме (см. табл. 3.2).

Зная геометрию плиты, ее собственный вес на 1 м^2 перекрываемой площади можно определить по формуле

$$g_{\text{пл}} = G_{\text{пл}} / (l_n \cdot b) = 3,9855 / (6 \cdot 2,2) = 0,3019 \text{ тс/м}^2,$$

где $G_{\text{пл}} = V_{\text{пл}} \rho_{\text{бет}} = 1,5942 \cdot 2,5 = 3,9855 \text{ т}$ – вес всей плиты с учетом бетона замоноличивания швов;
номинальный объем плиты:

$$V_{\text{пл}} = l_n (b_f h - n \pi D^4 / 4) = \\ = 6 (2,2 \cdot 0,22 - 11 \cdot 3,14 \cdot 0,159^2 / 4) = 1,5942 \text{ м}^3.$$

Таблица 3.2

Нагрузка	Обозначения	Значения		
		нормативная, тс/м ²	коэффициент надежности γ	расчетная, тс/м ²
1. Постоянная, в том числе:				
собственный вес плиты с круглыми пустотами	$g_{\text{пл}}$	0,3019	1,1	0,3321
собственный вес цементно-песчаного раствора $\delta = 20 \text{ мм}$, $\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$		0,0440	1,3	0,0572
собственный вес керамических плиток $\delta = 13 \text{ мм}$, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$		0,0234	1,1	0,0257
Итого	g_1	0,3693	–	0,4150
2. Временная, в том числе:				
длительная	v_1	0,6000	1,2	0,7200
кратковременная	$v_{1к}$	0,1500	1,2	0,1800
3. Полная нагрузка, в том числе:				
постоянная + длительная	$q_{1д}$	0,9693	–	–
кратковременная	$q_{1к}$	0,1500	–	–

Расчетная нагрузка на 1 м длины плиты при ширине последней $b_n = 2,2 \text{ м}$ с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ (СНиП [2], табл. на С. 34 для класса II ответственности проектируемого здания):

$$\text{постоянная } g = g_1 \cdot b_f \cdot \gamma_n = 0,415 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 0,87 \text{ тс/м},$$

$$\text{где } g_1 = 0,415 \text{ тс/м}^2 \text{ (см. табл. 3.2);}$$

$$\text{временная } v = v_1 \cdot b_f \cdot \gamma_n = 0,6 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 1,5 \text{ тс/м};$$

$$\text{полная } q = g + v = 0,87 + 1,5 = 2,37 \text{ тс/м}.$$

Нормативная нагрузка на 1 м длины плиты:

$$\text{постоянная } g_n = g_1 \cdot b_f \cdot \gamma_n = 0,3697 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 0,773 \text{ тс/м};$$

временная $v_n = v_{1n} b_f \gamma_n = 0,6 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 1,254$ тс/м;

полная $q_n = g_n + v_n = 2,027$ тс/м, в том числе постоянная и длительная (часть временной, равная $0,45$ тс/м², см. табл. 3.2)

$q_{nl} = g_n + v_{nl} = g_n + v_{1n} b_f \gamma_n = 0,773 + 0,45 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 1,71$ тс/м.

Статический расчет плиты.

Значения изгибающих моментов и поперечных сил в плите от внешней нагрузки в соответствии с расчетной схемой (см. рис. 3.12) будут равны:

от нормативных нагрузок:

$$\text{- полной } M^0 = \frac{q_n l_0^2}{8} = \frac{2,027 \cdot 5,88^2}{8} = 8,76 \text{ тс}\cdot\text{м.}$$

$$\text{- длительной } M_l = \frac{q_{nl} l_0^2}{8} = \frac{1,71 \cdot 5,88^2}{8} = 7,39 \text{ тс}\cdot\text{м.}$$

От полной расчетной нагрузки

$$M = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{2,37 \cdot 5,88^2}{8} = 10,243 \text{ тс}\cdot\text{м.}$$

$$Q = \frac{q l_0}{2} = \frac{2,37 \cdot 5,88}{2} = 6,968 \text{ тс.}$$

3.3.3. Исходные данные для расчета сечений плиты

Характеристики прочности бетона и арматуры выписываются из СНиП [1] в зависимости от принятых классов бетона и арматуры.

Бетон принимается класса В30 в соответствии с требованием СНиП [1] (п. 2.6, табл. 8): расчетные сопротивления $R_b = 173$ кгс/см² (осевое сжатие) и $R_{bt} = 12,3$ кгс/см² (осевое растяжение); расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser} = 224$ кгс/см² (осевое сжатие) и $R_{bt,ser} = 18,4$ кгс/см² (осевое растяжение); начальный модуль упругости бетона $E_b = 3,31 \cdot 10^4$ кгс/см². Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{bt} = 0,9$ (учитывает длительность действия нагрузки).

Арматура предварительно напряженная принимается класса А-V: расчетное сопротивление для предельных состояний первой группы

$R_s = 6950$ кгс/см² и для предельных состояний второй группы $R_{s,ser} = 8000$ кгс/см²; модуль упругости $E_s = 1,9 \cdot 10^6$ кгс/см².

В первом приближении предварительное напряжение в арматуре принимается равным

$$\sigma_{sp} = 0,7 R_{s,ser} = 0,7 \cdot 8000 = 5600 \text{ кгс/см}^2.$$

При принятом электротермическом способе натяжения:

$$p \leq R_{s,ser} - \sigma_{sp} = 300 + 3600 / 1 = 300 + 600 = 900 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{sp} + p = 5600 + 900 = 6500 \text{ кгс/см}^2 < R_{s,ser} = 8000 \text{ кгс/см}^2.$$

Условие максимального значения предварительного напряжения σ_{sp} выполняется (см. п. 1.23 СНиП [1]).

Условие минимального значения предварительного напряжения $\sigma_{sp} - p = 5600 - 900 = 4700$ кгс/см² $< 0,3 R_{s,ser} = 0,3 \cdot 8000 = 2400$ кгс/см² также удовлетворяется.

Передачная прочность бетона R_{bp} должна удовлетворять условию $\sigma_{sp} / R_{bp} \leq 0,95$ (см. п. 1.29 СНиП [1]), где σ_{sp} - напряжение в бетоне при обжатии на уровне крайнего сжатого волокна бетона с учетом потерь предварительного напряжения по поз. 1 - 6 табл. 5 СНиП [1] и при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} = 1$.

Арматура продольная класса А-III: расчетное сопротивление растяжению для предельных состояний первой группы:

$$R_s = 3600 \text{ кгс/см}^2 (\text{Ø } 6...8 \text{ мм}) \text{ и } R_s = 3750 \text{ кгс/см}^2 (\text{Ø } 10...40 \text{ мм});$$

$$\text{модуль упругости } E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2.$$

Арматура поперечная класса Вр-I: расчетное сопротивление:

$$R_{sv} = 2750 \text{ кгс/см}^2 \text{ (для } d = 3 \text{ мм);}$$

$$R_{sv} = 2700 \text{ кгс/см}^2 \text{ (для } d = 4 \text{ мм);}$$

$$R_{sv} = 2650 \text{ кгс/см}^2 \text{ (для } d = 5 \text{ мм);}$$

$$\text{модуль упругости } E_s = 1,7 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2.$$

3.3.4. Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси

Максимальные значения усилий от расчетной нагрузки:

$$M = 10,243 \text{ тс}\cdot\text{м}; Q = 6,968 \text{ тс.}$$

Расчет прочности по нормальному сечению проводится в следующем порядке:

- характеристика сжатой зоны бетона (формула 26 СНиП [1]):

$$\eta = \alpha \cdot 0,008 R_b = 0,85 \cdot 0,008 \cdot 173 = 0,71,$$

где для тяжелого бетона коэффициент $\alpha = 0,85$.

Предельное отклонение предварительного напряжения

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \rho / \sigma_{sp} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0,5 \cdot 900 / 5600 \left(1 + \frac{1}{\sqrt{10}}\right) = 0,106,$$

где $n_p = 10$ - число напрягаемых стержней.

Коэффициент точности натяжения

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,106 = 0,894.$$

Предварительное напряжение с учетом точности натяжения

$$\sigma_{sp} = 5600 \cdot 0,894 = 5006,4 \text{ кгс/см}^2.$$

Продольное натяжение в арматуре сжатой зоны, принимаемое при коэффициенте $\gamma_{s2} = 0,9 < 1,0$:

$$\sigma_{сжк} = 500 \text{ МПа} \approx 5095 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжение в арматуре класса А-V:

$$\sigma_{st} = R_s + 4000 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 6950 + 4000 - 5095 - 0 = 5855 \text{ кгс/см}^2.$$

Граничная высота сжатой зоны (формула 25 СНиП [1]):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{st} R_s}{\sigma_{сжк}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{5855}{5095} \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,504.$$

Из преобразованного уравнения равновесия (формула 28 СНиП [1]) без учета арматуры в сжатой зоне ($A'_s = 0$):

$$\alpha_m = \xi (1 - 0,5 \xi) = M / (\gamma_{b2} R_b b' h_0^2) = \\ = 1026600 / (0,9 \cdot 173 \cdot 216 \cdot 19^2) = 0,0846,$$

где $\xi = x / h_0 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0885$; $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}$, $a = 3 \text{ см}$;

$x = \xi h_0 = 0,0885 \cdot 19 = 1,68 < h'_f = 3,85 \text{ см}$ - нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки.

Коэффициент условий работы, учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести (см. п.3.13 СНиП [1]):

$$\gamma_{s2} = \eta \cdot (\eta - 1) (2 \xi / \xi_{st} - 1) = 1,15 \cdot (1,15 - 1) (2 \cdot 0,0885 / 0,504 - 1) = \\ = 1,25 > 1,15, \text{ где } \eta = 1,15.$$

Принимается $\gamma_{s2} = \eta = 1,15$ для арматуры класса А-V.

Из второго преобразованного условия равновесия (формула 29 СНиП [1]):

$$A_s = \gamma_{s2} R_b b' \xi / R_s \gamma_{s2} = \\ = 0,9 \cdot 173 \cdot 216 \cdot 19 \cdot 0,0885 / 6950 \cdot 1,15 = 7,08 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматурных стержней принимаем 10 $\varnothing 10$ А-V с $A_s = 7,85 \text{ см}^2 > 7,08 \text{ см}^2$ (прил. 6 [3]).

Армирование многопустотной плиты приведено на рис. 3.13.

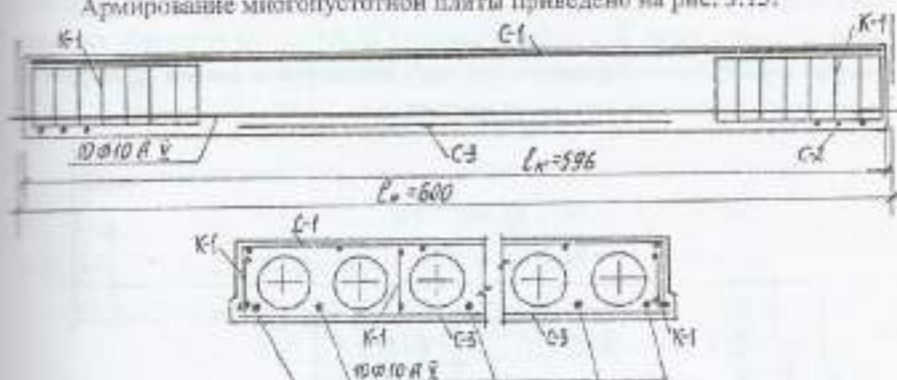


Рис. 3.13. Схема армирования сечений многопустотной плиты

3.3.5. Потери предварительного напряжения арматуры и геометрические характеристики сечения плиты

Расчет выполняется в соответствии с указаниями СНиП [1] (см. п. 3.26 и табл. 5). Коэффициент точности при этом принимается $\gamma_{sp} = 1$.

В п. 3.1 максимальное значение предварительного напряжения принято равным $\sigma_{sp, \max} = \sigma_{sp} = 5600 \text{ кгс/см}^2$.

Первые потери для стержневой арматуры при электротермическом способе натяжения зависят от проявления релаксации арматурной стали $\sigma_1 = 0,03$; $\sigma_{sp} = 0,3 \cdot 5600 = 168 \text{ кгс/см}^2$.

Так как при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием, потери от их температурного перепада $\sigma_2 = 0$. Потери от деформи-

нии анкеров, расположенных у натяжных устройств, при электротермическом способе натяжения не учитываются: $\sigma_1 = 0$. Поэтому первые потери без учета быстроснатекающей ползучести $\sigma_{b,1} = \sigma_1 = 168 \text{ кгс/см}^2$.

Оставшееся после их проявления предварительное напряжение

$$\sigma_{p,1} = \sigma_p - \sigma_{b,1} = 5600 - 168 = 5432 \text{ кгс/см}^2.$$

Для определения потерь от усадки σ_{ϵ} и ползучести бетона σ_{ϕ} и σ_{ψ} необходимо знать приведенные геометрические характеристики поперечного сечения плиты. Для анализа влияния арматуры на величину характеристик последние определялись для двух вариантов: с учетом арматуры A_s и без учета только для бетонного сечения (рис. 3.14).

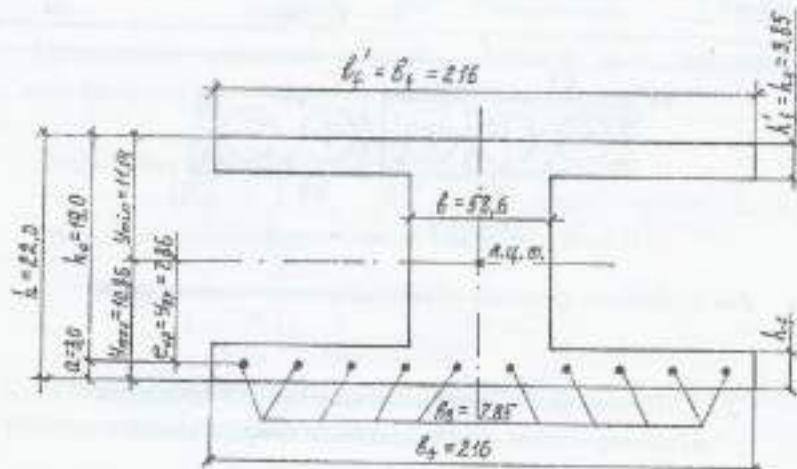


Рис. 3.14. Приведенное сечение многотростной плиты

Так как полки в сжатой и растянутой зонах имеют одинаковые размеры, принимается:

$$b_f = b_f'; \quad h_f = h_f'$$

Определяется отношение модуля упругости арматурной стали к начальному модулю упругости бетона.

$$\alpha = E_s / E_b = 19 \cdot 10^3 / 3,31 \cdot 10^3 = 5,74.$$

Приведенная площадь

$$\begin{aligned} A_{red,1} &= b h + 2(b_f - b) h_f + \alpha A_s = \\ &= 58,6 \cdot 22 + 2(216 - 58,6) 3,85 + 5,74 \cdot 7,85 = 2546,24 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Площадь бетона $A_{red,2} = 2501,18 \text{ см}^2$ (без учета арматуры).

Статический момент приведенной площади поперечного сечения плиты относительно оси, проходящей на уровне нижней грани (нижних крайних волокон):

$$\begin{aligned} S_{red,1} &= b h^2/2 + (b_f - b) h_f h + \alpha A_s a = \\ &= 58,6 \cdot 22^2/2 + (216 - 58,6) 3,85 \cdot 22 + 5,74 \cdot 7,85 \cdot 3 = 27648,2 \text{ см}^3; \\ S_{red,2} &= 27513 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от принятой оси до центра тяжести площади сечения:

$$\begin{aligned} y_{max,1} &= S_{red,1} / A_{red,1} = 27648,2 / 2546,24 = 10,86 \text{ см}; \\ y_{max,2} &= S_{red,2} / A_{red,2} = 27513 / 2501,18 = 11 \text{ см} = h/2. \end{aligned}$$

Момент инерции площади приведенного сечения:

$$\begin{aligned} I_{red,1} &= b h^3/12 + b h (h/2 - y_{max,1})^2 + 2(b_f - b) h_f^3/12 + \\ &+ (b_f - b) h_f [(h - h_f/2 - y_{max,1})^2 + (y_{max,1} - h_f/2)^2] + \\ &+ \alpha A_s (y_{max,1} - a)^2 = 58,6 \cdot 22^3/12 + 58,6 \cdot 22 (11 - 10,86)^2 + \\ &+ 2(216 - 58,6) 3,85^3/12 + (216 - 58,6) 3,85 \times \\ &\times [(22 - 3,85/2 - 10,86)^2 + (10,86 - 3,85/2)^2] + 5,74 \cdot 7,85 \times \\ &\times (10,86 - 3)^2 = 156140,9 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{red,2} &= b h^3/12 + 2(b_f - b) h_f^3/12 + 2(b_f - b) h_f \times \\ &\times (h/2 - h_f/2)^2 = 58,6 \cdot 22^3/12 + 2(216 - 58,6) 3,85^3/12 + \\ &+ 2(216 - 58,6) 3,85 (11 - 3,85/2)^2 = 153308,15 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Момент сопротивления площади приведенного сечения относительно нижних крайних волокон:

$$\begin{aligned} W_{red,1} &= I_{red,1} / y_{max,1} = 156140,9 / 10,86 = 14377,6 \text{ см}^3, \\ W_{red,2} &= I_{red,2} / y_{max,2} = 153308,15 / 11 = 13937,1 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Анализ двух вариантов значений геометрических характеристик показывает, что площади отличаются на 1,77 %, моменты инерции на 1,814 % и моменты сопротивления на 3,064 %.

Так как учет рабочей арматуры при определении приведенных геометрических характеристик не вызывает затруднений, лучше определять их по более точным формулам.

Усилие обжатия до отпуска арматуры:

$$P_1 = \sigma_{sp,1} A_s = 5432 \cdot 7,85 = 42641,2 \text{ кгс.}$$

Напряжение обжатия бетона на уровне действия силы обжатия определяется по формуле сопротивления материалов для внецентренно-сжатых элементов:

$$\begin{aligned} \sigma_{sp,1} &= P_1 / A_{red,1} + P_1 e_{sp} y_{sp} / I_{red,1} = \\ &= 42641,2 / 2546,24 + 42641,2 \cdot 7,86^2 / 156140,9 = 33,62 \text{ кгс/см}^2, \end{aligned}$$

где $y_{sp} = e_{sp} = y_{max,1} - a = 10,86 - 3 = 7,86$ – расстояние между центрами тяжести приведенной площади поперечного сечения плиты и предварительно напряженной арматуры.

Предварительно назначается передаточная прочность бетона в соответствии с указаниями СНиП [1] (п. 2.6.) для бетона класса В 30 с $R_b = 173 \text{ кгс/см}^2$, которая должна составлять не менее 50 % принятого класса бетона, то есть $R_{sp} \geq B/2 = 30/2 = 15 \text{ МПа} \approx 150 \text{ кгс/см}^2$, что меньше расчетного сопротивления $R_b = 173 \text{ кгс/см}^2$.

Потери от быстростекающей ползучести бетона при $\sigma_{sp,1} / R_{sp} = 33,62 / 150 = 0,224 < \alpha$, где $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{sp} = 0,25 + 0,025 \cdot 15 = 0,525$,

$$\sigma_6 = \alpha \cdot 400 \sigma_{sp,1} / R_{sp} = 0,85 \cdot 400 \cdot 0,224 = 76 \text{ кгс/см}^2.$$

Здесь $\alpha = 0,85$ – коэффициент, учитывающий тепловую обработку бетона.

Полные первые потери:

$$\sigma_{loss,1} = \sigma_{sp,1} + \sigma_6 = 168 + 76 = 244 \text{ кгс/см}^2.$$

Предварительное напряжение с учетом первых потерь:

$$\sigma_{sp,1} = \sigma_{sp} - \sigma_{loss,1} = 5600 - 244 = 5356 \text{ кгс/см}^2.$$

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь:

$$P_1 = \sigma_{sp,1} A_s = 5356 \cdot 7,85 = 42044 \text{ кгс.}$$

Напряжения обжатия бетона с учетом первых потерь на уровне силы обжатия (центра тяжести арматуры):

$$\begin{aligned} \sigma_{sp,1} &= P_1 / A_{red,1} + P_1 y_{sp}^2 / I_{red,1} = \\ &= 42044 / 2546,24 + 42044 \cdot 7,86^2 / 156140,9 = 33,15 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Вторые потери:

– от усадки бетона $\sigma_8 = 350 \text{ кгс/см}^2$ (см. табл. 5 СНиП [1]);

– от ползучести бетона при $\sigma_{sp,1} / R_{sp} = 33,15 / 150 = 0,221 < 0,75$;

$$\sigma_9 = \alpha \cdot 1500 \sigma_{sp,1} / R_{sp} = 0,85 \cdot 1500 \cdot 0,221 = 282 \text{ кгс/см}^2.$$

Итого вторые потери

$$\sigma_{loss,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 350 + 282 = 632 \text{ кгс/см}^2.$$

Полные потери

$$\sigma_{loss} = \sigma_{loss,1} + \sigma_{loss,2} = 244 + 632 = 876 \text{ кгс/см}^2.$$

В соответствии с требованиями СНиП [1] (п. 1.25) должно соблюдаться условие, что $\sigma_{loss} \geq 100 \text{ МПа} \approx 1000 \text{ кгс/см}^2$.

Окончательно принимаем: $\sigma_{loss} = 1000 \text{ кгс/см}^2$.

Установившееся предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь:

$$\sigma_{sp,2} = \sigma_{sp} - \sigma_{loss} = 5600 - 1000 = 4600 \text{ кгс/см}^2;$$

соответствующее усилие обжатия

$$P_2 = \sigma_{sp,2} A_{red,1} = 4600 \cdot 7,85 = 36110 \text{ кгс.}$$

Момент от нормативной нагрузки (см. табл. 3.2 и рис. 3.12):

$$M_{nor} = q_n l_0^2 / 8 = 2,027 \cdot 5,88^2 / 8 = 8,76 \text{ тс} \cdot \text{м} = 876000 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Максимальное напряжение в сжатом бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного напряжения:

$$\begin{aligned} \sigma_3 &= M_{nor} / W_{red,1}^{min} + P_2 / A_{red,1} - P_2 e_{sp} y_{min} / I_{red,1} = \\ &= 876000 / 14016 + 36110 / 2546,24 - 36110 \cdot 7,86 \cdot 11,14 / 156140,9 = \\ &= 56,43 \text{ кгс/см}^2, \end{aligned}$$

где $y_{min} = h - y_{max} = 22 - 10,86 = 11,14 \text{ см}$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхних крайних волокон (см. рис. 3.14);

$W_{red,1}^{min} = I_{red,1} / \gamma_{min} = 156140,9 / 11,14 = 14016 \text{ см}^2$ - момент сопротивления для крайних (верхних) сжатых в стадии эксплуатации волокон приведенного сечения.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны (см. рис. 3.14) в соответствии со СНиП (формула 132):

$$r = \varphi W_{red,1} / A_{red,1} = 14377,6 / 2546,24 = 5,65 \text{ см.}$$

где $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 56,43 / 224 = 1,35 > 1$; принимается $\varphi = 1$.

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна определяется по формуле (7.37) [3]:

$$W_{st} = \gamma W_{red,1} = 1,75 \cdot 14377,6 = 25160,8 \text{ см}^2,$$

где γ - коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций, равен 1,75 для прямоугольных сечений и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне.

3.3.6. Расчет прочности плиты по наклонному сечению

Расчет проводится по максимальной поперечной силе $Q_{max} = 6,984 \text{ тс} = 6984 \text{ кгс}$ в соответствии с требованиями СНиП [1] (п.п. 3.29, 3.30, 3.31, 3.32 и 5.26). Минимальный диаметр поперечных стержней из условия технологии сварки $d_s \geq d / 4 = 10 / 4 = 2,5 \text{ мм}$, где $d = 10 \text{ мм}$ диаметр рабочей продольной арматуры (рис. 3.15). Принимается $d_s = 3 \text{ мм}$ из арматуры класса Вр-1 с площадью поперечного сечения $A_{s1} = 0,071 \text{ см}^2$.

На пропорциональных участках плиты, равных при равномерно распределенной нагрузке $l / 4 = 6 / 4 = 1,5 \text{ м}$, имеющей высоту сечения равной или менее 450 мм, устанавливается шаг поперечных стержней не более $\lambda = h / 2 = 220 / 2 = 110 \text{ мм}$.

Принимается шаг поперечных стержней $\lambda = 10 \text{ см}$, число стержней в одной плоскости $n = 4$.

Минимальное значение поперечного усилия, воспринимаемое бетоном:

$$Q_{b,min} = \varphi_{03} (1 + \varphi_{\gamma} + \varphi_{\alpha}) R_{b2} b h_a = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 10,98 \cdot 41 \cdot 19 = 7698 \text{ кгс.}$$

Здесь $R_{b2} = \gamma_{02} R_b = 0,9 \cdot 12,22 = 10,98 \text{ кгс/см}^2$ - расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение с учетом длительного действия нагрузки ($\gamma_{02} = 0,9$).

$\varphi_{\alpha} = 0,1 P_2 / R_b b h_a = 0,1 \cdot 36110 / 12,2 \cdot 41 \cdot 19 = 0,38 < 0,5$ - коэффициент, учитывающий влияние силы обжатия $P_2 = 36110 \text{ кгс}$ с учетом всех потерь;

$\varphi_{\gamma} = 0,75 (b'_f - b) h'_f / b h_a = 0,75 (216 - 41) 3 / 41 \cdot 19 = 0,15$ - коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок

$(1 + \varphi_{\gamma} + \varphi_{\alpha}) = 1 + 0,3 + 0,5 = 1,8 > 1,5$; принимается 1,5;

$\varphi_{03} = 0,6$ - для тяжелого бетона.

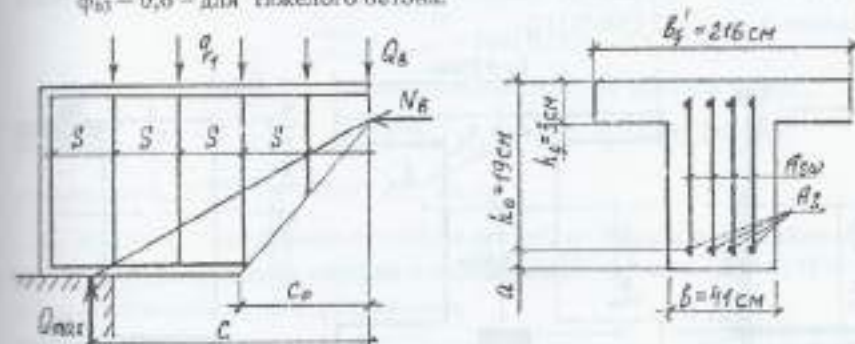


Рис. 3.15. Схема армирования наклонных сечений плиты

Так как $Q_{b,min} = 7698 \text{ кгс} > Q_{max} = 6984 \text{ кгс}$, поперечные стержни по расчету не требуются и поэтому окончательно принимаем их конструктивно с $d_s = 3 \text{ мм}$ и $\lambda = 10 \text{ см}$.

3.3.7. Расчет прочности плиты по нормальному сечению от обжатия бетоном предварительно напряженной арматуры

Проверяется прочность от действия силы обжатия при передаче предварительного напряжения с упоров на бетон. Расчетная схема представлена на рис. 3.16.

Используются условия прочности (рис. 3.16, б) для эксцентрично сжатых элементов (формулы 36, 37, 38 и 39 СНиП [1]).

Определяется сначала значение относительной высоты сжатой зоны, при котором предельное состояние элемента (стадия разрушения) наступает с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sk}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{3600}{3300} \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,512,$$

где $\sigma_{sR} = R_s = 3600 \text{ кг/см}^2$ — расчетное сопротивление растяжению арматуры класса А-III диаметром 6...8 мм без предварительного напряжения; $\sigma_{sk} = 3300 \text{ кг/см}^2$ — предельное напряжение в арматуре сжатой зоны в стадии обжатия (см. п. 3.12 СНиП [1]).

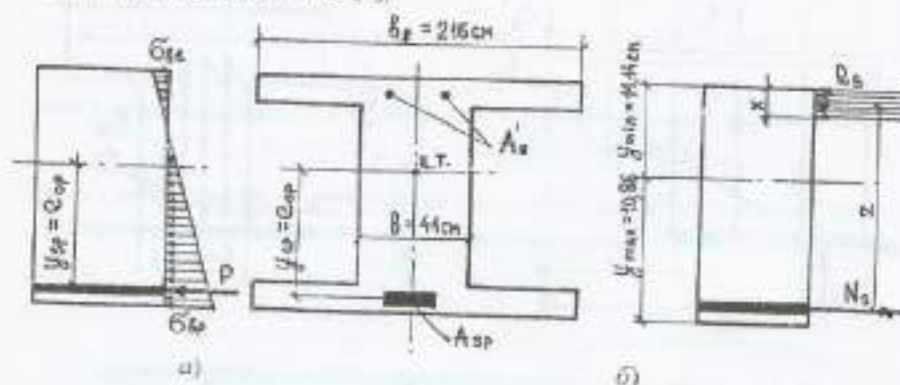


Рис. 3.16. К расчету прочности от действия силы сжатия:
а — этап σ в стадии I; б — этап σ в стадии разрушения

Формулы (36) и (37) СНиП [1] преобразуются в удобный для расчета вид путем введения относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/h_0$:

$$e = e_0 + y_{min} - a = 7,86 + 11,14 - 3 = 16 \text{ см};$$

$$\alpha_m = P_1 e / R_b \gamma_{bz} b' j h_0^2 = 42641 \cdot 16 / 173 \cdot 0,9 \cdot 216 \cdot 19^2 = 0,056;$$

$\xi_s = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,058$, $x = \xi h_0 = 0,058 \cdot 19 = 1,1 \text{ см}$, что меньше $h'_y = 3 \text{ см}$, то есть нейтральная ось находится в пределах полки:

$$A_s = (R_b \gamma_{bz} b' j h_0 \xi - P_1) / R_s =$$

$$= (173 \cdot 0,9 \cdot 216 \cdot 19 \cdot 0,058 - 42641) / 3600 < 0.$$

Так как $A_s < 0$, то арматура в растянутой зоне от обжатия бетона (верхняя продольная арматура) не требуется. Проверяется трещиноватой-

кость в стадии I а (до раскрытия трещин) на кратковременное действие нагрузки от обжатия бетона.

Момент, воспринимаемый бетоном в растянутой зоне:

$$R_b W_{red,1}^{min} = 12,2 \cdot 14016 = 170995 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядровой точки:

$$r_{min} = W_{red,1}^{min} / A_{red,1} = 14016 / 2546 = 5,5 \text{ см}.$$

Момент от силы обжатия относительно нижней ядровой точки

$$M_c = P_1 (e_0 - r_{min}) = 42641 (7,86 - 5,5) = 100630 \text{ кгс} \cdot \text{см},$$

что меньше $R_b W_{red,1}^{min} = 170995 \text{ кгс} \cdot \text{см}$.

Трещины при обжатии бетона по расчету не раскрываются даже без учета арматурной сетки в верхней полке 200 / 250 / 5 / 4 / (ГОСТ 8478-66), которая устанавливается конструктивно.

3.3.8. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Если в стадии эксплуатации соблюдается условие, что $M_c \leq M_{cr}$, трещины не раскрываются.

Момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны (см. п. 3.3.3):

$$M_c = M_{ext} = 876000 \text{ кгс/см}.$$

Момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин:

$$M_{cr} = R_{ct,cr} W_{ct} + \gamma_w P_2 (e_w + r) =$$

$$= 18,4 \cdot 25160,8 + 0,894 \cdot 36110 (7,86 + 5,65) = 899093 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

то больше $M = 876000 \text{ кгс} \cdot \text{см}$. Условие соблюдается — трещины в стадии эксплуатации раскрываться не будут.

3.3.9. Расчет по деформациям

Прогиб в стадии эксплуатации по расчету не должен превышать предельного значения:

$$f_a = l_0 / 200 = 588 / 200 = 2,94 \text{ см (см. табл. 4 СНиП [1])}.$$

Полная величина кривизны, когда в стадии эксплуатации отсутствуют трещины, определяется по формуле 155 СНиП [1]:

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4.$$

Расчет выполняется по условиям от нормативных нагрузок с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1$.

Момент от кратковременных нагрузок (значение нагрузки γ_k см. табл. 3.1.)

$$M_k = \gamma_k \gamma_{1k} b_n l_0^2 / 8 = 0,95 \cdot 0,15 \cdot 2,2 \cdot 5,88^2 / 8 = 1,355 \text{ тс} \cdot \text{м} = 135500 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Жесткость приведенного сечения для тяжелого бетона при кратковременном действии нагрузки:

$$B_e = \varphi_{bt} E_b I_{red1} = 0,85 \cdot 331000 \cdot 156140,9 = 4,393 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2,$$

где $\varphi_{bt} = 0,85$ - коэффициент, учитывающий влияние кратковременной нагрузки для тяжелого бетона.

Кривизна от кратковременных нагрузок:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = M_k / B_e = 135500 / 4,393 \cdot 10^{10} = 3,08 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Момент от постоянных и длительных нагрузок (см. табл. 3.1):

$$M_l = q_n l_0^2 / 8 = 1,71 \cdot 5,88^2 / 8 = 7,4 \text{ тс} \cdot \text{м} = 740000 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Жесткость приведенного сечения с учетом влияния длительной ползучести бетона:

$$B_s = \varphi_{bt} E_b I_{red1} / \varphi_{22} = 4,393 \cdot 10^{10} / 2 = 2,1965 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2,$$

где $\varphi_{22} = 2$ - коэффициент, учитывающий снижение жесткости при длительном действии нагрузки под влиянием ползучести бетона сжатой зоны при средней относительной влажности воздуха окружающей среды 40 - 75 % (см. табл. 34 СНиП [1]).

Кривизна от постоянных и длительных временных нагрузок:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = M_l / B_s = 740000 / 2,1965 \cdot 10^{10} = 33,69 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Момент от усилия предварительного обжатия с учетом суммарных потерь и коэффициентом точности натяжения $\gamma_{sp} = 1$:

$$M_p = P_2 e_{sp} = 36110 \cdot 7,86 = 283825 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Кривизна, обусловленная выгибом элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия бетона:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = M_p / B_e = 283825 / 4,393 \cdot 10^{10} = 6,46 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Четвертое слагаемое кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ определяется на основе рекомендаций СНиП [1] и [3] следующим образом.

Максимальное сжимающее напряжение при обжатии бетона плиты вычисляется на уровне верхнего крайнего сжатого волокна с учетом потерь σ_{l0n1} и $\gamma_{sp} = 1$ по формуле сопротивления материалов для эксцентрично сжатых элементов.

$$\begin{aligned} \sigma'_{sp1} &= P_1 / A_{red} - P_1 e_{sp} y_{red} / I_{red} + M_0 y_{red} / I_{red} = \\ &= 42641 / 2546,24 - 42641 \cdot 7,86 \cdot 11,14 / 156140,9 + \\ &+ 28700 \cdot 11,14 / 156140,9 = 13,12 \text{ кгс/см}^2, \end{aligned}$$

где $P_1 = 42641$ кгс - усилие обжатия до отпуска арматуры с упоров на бетон; $M_0 = g_n b_n l_0^2 / 8 = 0,3019 \cdot 2,2 \cdot 5,88^2 / 8 = 2,87$ тс·м - момент от собственного веса плиты (см. табл. 3.1). Остальные величины встречались выше.

Потери предварительного напряжения на уровне центра тяжести арматуры от быстроснатекающей ползучести $\sigma_6 = 76$ кгс/см² и длительной ползучести $\sigma_7 = 282$ кгс/см² определены раньше (п. 3.5).

Потери от быстроснатекающей ползучести на уровне верхнего крайнего сжатого волокна (см. табл. 5 [1]):

$$\sigma'_s = \alpha \cdot 400 \sigma'_{\text{сп}} / R_{\text{сп}} = 0,85 \cdot 400 \cdot 0,0875 = 30 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\sigma'_{\text{сп}} / R_{\text{сп}} = 13,12 / 150 = 0,0875$.

При учете всех первых потерь σ_{loss} усилие обжатия бетона $P_1 = 42045 \text{ кгс}$ и соответствующие максимальные сжимающиеся напряжения на уровне верхнего крайнего сжатого волокна:

$$\begin{aligned} \sigma'_{\text{сп}} &= P_1 / A_{\text{ред}} - P_1 e_{\text{сп}} y_{\text{отс}} / I_{\text{ред}} + M_p y_{\text{отс}} / I_{\text{ред}} = \\ &= 42045 / 2546,24 - 42045 \cdot 7,86 \cdot 11,14 / 156140,9 + \\ &+ 28700 \cdot 11,14 / 156140,9 = 13,41 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned}$$

Потери от ползучести бетона при $\sigma'_{\text{сп}} / R_{\text{сп}} = 13,41 / 150 = 0,0894 < 75$ (см. табл. 5 СНиП [1]).

$$\sigma'_s = \alpha \cdot 1500 \sigma'_{\text{сп}} / R_{\text{сп}} = 0,85 \cdot 1500 \cdot 0,0894 = 114 \text{ кгс/см}^2,$$

Кривизна, обусловленная выгибом плиты вследствие ползучести бетона от усилия предварительного обжатия:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \varepsilon_s - \varepsilon'_s / h_s = (188,42 - 75,79) \cdot 10^{-6} / 19 = 5,93 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1},$$

где $\varepsilon_s = (\sigma_s + \sigma'_s) / E_s = \sigma_s / E_s = (76 + 282) / 1,9 \cdot 10^6 = 188,42 \cdot 10^{-6}$;

$$\varepsilon'_s = (\sigma'_s + \sigma'_s) / E_s = \sigma'_s / E_s = (30 + 114) / 1,9 \cdot 10^6 = 75,79 \cdot 10^{-6}.$$

Полная величина кривизны:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (3,08 + 33,69 - 6,46 - 5,93) \cdot 10^{-6} = 24,38 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Проверяем условие (п. 4.24 СНиП [1]), по которому сумма

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (6,46 + 5,93) \cdot 10^{-6} = 12,39 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

должна быть не менее

$$M_p / B_s = P_2 e_{\text{ср}} y_{\text{отс}} / (Q_{\text{ср}} E_s I_{\text{ред}}) + 2 M_p / B_s = 2 \left(\frac{1}{r}\right)_3 = 2 \cdot 6,46 \cdot 10^{-6} = 12,92 \cdot 10^{-6}.$$

Условие удовлетворяется.

Прогиб определяется по известной формуле сопротивления материала:

$$f = (5/384) q l_0^4 / B - (5 l_0^2 / 48) M / B - (5 l_0^2 / 48) \left(\frac{1}{r}\right) = \\ = 5 \cdot 588^2 \cdot 24,38 \cdot 10^{-6} / 48 = 0,878 \text{ см, что меньше } f_s = 2,94 \text{ см.}$$

Конструктивные чертежи многопустотной плиты приведены в атласе [7].

Раздел 4. СБОРНЫЙ МНОГОПРОЛЕТНЫЙ РИГЕЛЬ

4.1. Общие положения проектирования сборных многопролетных неразрезных ригелей

Многопролетный ригель сборного панельного перекрытия монтируется из однопролетных сборных элементов (ригелей). Для повышения жесткости каркаса здания, экономии материалов и уменьшения конструктивной высоты перекрытия ригель рекомендуется проектировать неразрезным. На монтаже это осуществляется за счет сварки выпусков арматуры, накладных и накладных деталей и замоноличивания стыков сопрягаемых элементов.

Форма поперечного сечения ригеля назначается в зависимости от способа опирания на него панелей.

При укладке панелей по верху ригелей сечение последних принимается, как правило, прямоугольным (рис. 4.1, а). Ориентировочные размеры поперечного сечения прямоугольной формы могут назначаться следующим: высота $h = (1/10 - 1/15) l$ (где l — пролет ригеля), ширина сечения $b = (0,3 - 0,4) h$, но не менее 200 мм.

При опирании панелей в пределах высоты ригеля его сечение может иметь форму, показанную на рис. 4.1, б. Ширина ребра сечения принимается равной 200 — 300 мм, высота ригеля $(1/10 - 1/15) l$, а вылет полок для ширины панелей — 100 — 175 мм.

Сборные элементы ригеля выполняются из обычного или преднапряженного железобетона. Унифицированные ригели пролетом $l = 6$ м чаще

бывают без предварительного напряжения, а при $l > 6$ м (9; 12 м) — только преднапряженные.

Для изготовления ригелей используется бетон класса В 20 — В 40. Основная рабочая арматура ригелей из стали класса А-III (ненапрягаемая) и А-IV и более высоких классов (напрягаемая). Поперечная арматура из стали классов А-I — А-III.

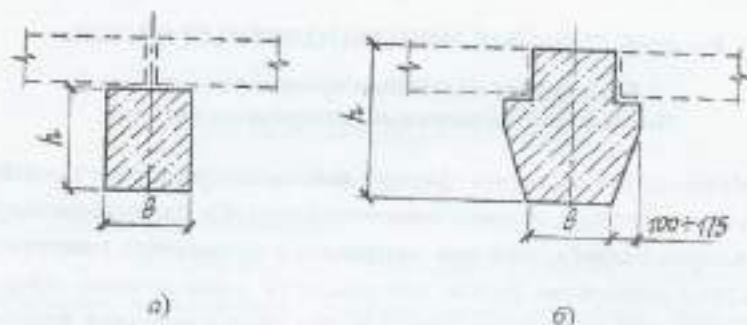


Рис. 4.1. Формы поперечных сечений ригелей:
а — прямоугольная, б — тавровая

Нагрузка на ригель от панелей может быть равномерно распределенной (при пустотных или сплошных панелях) или сосредоточенной (при ребристых панелях). Если число сосредоточенных сил, действующих в пролете ригеля, более четырех, то их можно заменить эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой.

При числе пролетов ригеля более пяти достаточно рассмотреть пять пролетов, так как нагрузка в последующих из них незначительно влияет на напряженное состояние рассматриваемого пролета.

4.2. Пример расчета ригеля как балочной конструкции

Ригель многопролетного перекрытия рассчитывается как элемент рамной конструкции [3, прил. 11]. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и разнице в величинах отдельных пролетов, на превы-

шающей 20 %, его можно рассчитывать как неразрезную балку на шарнирных опорах [3, прил. 10].

В качестве примера рассмотрим расчет трехпролетного ригеля перекрытия, показанного на рис. 4.2.

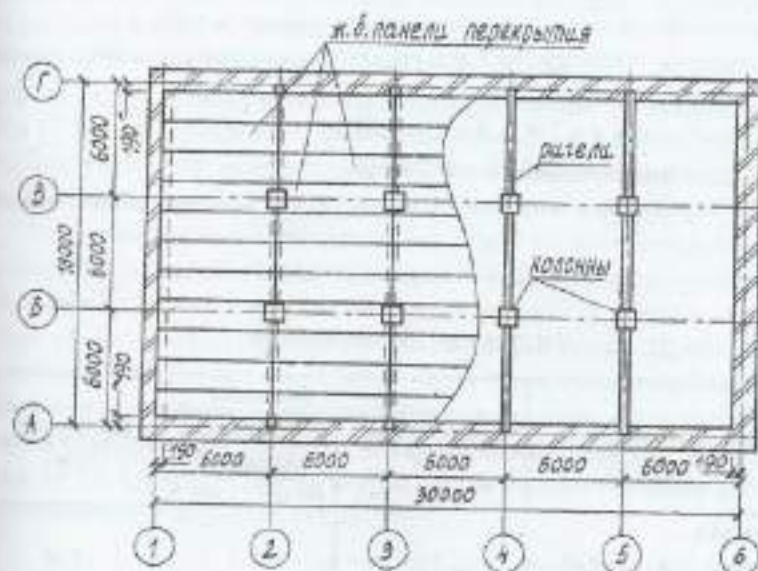


Рис. 4.2. Междупэтажное перекрытие с трехпролетным ригелем

4.2.1. Определение расчетных пролетов ригеля

Расчетный пролет ригеля в крайних пролетах принимается равным расстоянию от оси его опоры на стене до оси колонны:

$$l_0 = l - a + \frac{c}{3} = 6,0 - 0,19 + \frac{0,38}{3} \approx 5,94 \text{ м,}$$

где l — расстояние между разбивочными осями; a — расстояние от внутренней грани наружной стены до разбивочной оси («прикидка» стены), условно принимаемое в данном случае $a = 190$ мм;

c — величина заделки ригеля в стену, принимаемая кратной половине кирпича, но не менее 250 мм при $h < 600$ мм и 380 мм при $h \geq 600$ мм. В данном случае $c = 380$ мм.

Расчетный пролет ригеля в средних пролетах принимается равным расстоянию между осями колонн:

$$l_0 = l = 6,0 \text{ м.}$$

4.2.2. Определение усилий в ригеле

Действующие на перекрытие нагрузки указаны в табл. 4.1.

Расчетные нагрузки на 1 п.м ригеля при ширине грузовой площадки 6 м (см. рис. 4.2) составят:

1. постоянная $g = 3985 \cdot 6 = 23910 \text{ Н/м}$;
2. временная $v = 7200 \cdot 6 = 43200 \text{ Н/м}$.

Для определения нагрузки от массы ригеля задаемся размерами его сечения:

$$h = 1/10 l = 60 \text{ см}; \quad b = 0,35h = 20 \text{ см.}$$

Нагрузки на 1 м^2 перекрытия

Таблица 4.1

Вид нагрузки	Значения		
	нормативное, Н/м^2	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетное, Н/м^2
Постоянная			
Плиточный пол	300	1,1	330
Цементная стяжка	400	1,3	520
Железобетонная панель	2850	1,1	3135
Итого g	3550		3985
Временная			
	6000	1,2	7200
Итого v	6000		7200
Всего	9550		11185

Тогда суммарная (с учетом нагрузки от ригеля) постоянная нагрузка будет равна:

$$g = 23910 + 0,2 \cdot 0,6 \cdot 25000 \cdot 1,1 = 27210 \text{ Н/м.}$$

Полная расчетная нагрузка составит:

$$q = g + v = 27210 + 43200 = 70410 \text{ Н/м} = 70,4 \text{ кН/м.}$$

4.2.3. Определение усилий в сечениях ригеля

Определение изгибающих моментов и поперечных сил производится с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций [3, С. 292 – 305]. Первоначально необходимо рассчитать ригель как упругую систему на действие постоянных нагрузок и отдельных схем невыгодно расположенных временных нагрузок.

Для установления границ изменения изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях ригеля строятся объемлющие (огнивающие) эпюры M и Q . Расчет неразрезного ригеля как упругой системы служит основой для последующего перераспределения (выравнивания) изгибающих моментов.

Для построения огнивающих эпюр M и Q рекомендуется пользоваться данными табл. 14.10 [9], которые позволяют определить значения соответствующих ординат в сечениях ригеля через $1/10$ пролета. Благодаря этому исключается произвол в очертании ветвей эпюра M , что особенно важно при графическом определении точек теоретического обрыва стержней. В курсовом проекте с целью упрощения расчетов допускается использовать коэффициенты табл. 4.2 (более подробные данные приведены в прил. 10 [3] и табл. 14.12 [9]). В этом случае наибольшие значения M и Q определяются по формулам (11.13) [3]:

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2; \quad Q = (\gamma g + \delta v) l.$$

Следует помнить, что одни и те же значения коэффициентов (см. табл. 4.2) имеют различное обозначение (α , β , γ или δ) в зависимости от вида нагрузки (постоянная либо временная) и вида (M или Q). Для рассматриваемого примера схемы невыгодно расположенных временных нагрузок, вызывающих максимальные моменты в пролетах и на опоре, и соответствующие величины M и Q приведены в табл. 4.5.

По этим данным строим огнивающие эпюры M (рис. 4.3, а) и Q (рис. 4.4) для различных комбинаций нагрузок.

Перераспределение усилий можно производить отдельно для каждой из ветвей огнивающего эпюра M . Величина снижения опорных и пролетных моментов не ограничивается, но для уменьшения раскрытия трещин в пластичных шарнирах рекомендуется, чтобы ординаты выровненного эпюра M во всех расчетных сечениях составляли не менее 70 % вычисленных по упругой схеме.

Таблица 4.3

Коэффициенты для определения M и Q
в неразрезных двухпролетных балках с равными пролетами

Схема загрузки	Пролетные моменты		Опорные моменты		Поперечные силы			
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^1	Q_B^2	Q_C
	0,07	0,07	-0,125	0	0,375	-0,625	0,625	-0,375
	0,096	-0,025	-0,063	0	0,437	-0,563	-0,063	0,063

Таблица 4.3

Коэффициенты для определения M и Q
в неразрезных трехпролетных балках с равными пролетами

Схема загрузки	Пролетные моменты		Опорные моменты		Поперечные силы			
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^1	Q_B^2	Q_C
	0,08	0,025	-0,1	-0,1	0,4	-0,6	0,5	-0,5
	0,101	-0,05	-0,05	-0,05	0,45	-0,55	0	0
	-0,025	0,075	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	0,5	-0,5
	#	#	-0,117	-0,057	0,383	-0,617	0,583	-0,417

Наибольший момент в первом пролете будет на расстоянии примерно $0,4 l$ от опоры А. Поэтому, зная момент простой балки ($PL^2/8$) и опорный момент M_B , с некоторой погрешностью, идущей в запас прочности, найдем: $M_1 = PL^2/8 - 0,4 |M_B|$. Более точное значение M_1 можно определять, рассматривая крайний пролет как однопролетную балку, нагруженную внешней нагрузкой и опорным моментом M_B .

#* Максимальное значение момента M_2 будет в сечении, расположенном примерно на расстоянии $0,5 l$ от опоры А. Следовательно, $M_2 = PL^2/8 - 0,5 |M_B - M_C|$. Точное значение M_2 можно найти из рассмотрения второго пролета в виде простой балки, нагруженной внешней нагрузкой и опорными моментами M_B и M_C .

Таблица 4.4

Коэффициенты для определения M и Q
в неразрезных четырехпролетных балках с равными пролетами

Схема загрузки	Пролетные моменты			Опорные моменты		Поперечные силы			
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	Q_A	Q_B^1	Q_B^2	Q_C
	0,077	0,037	0,037	-0,107	-0,071	0,393	-0,607	0,536	-0,494
	0,1	*	0,08	-0,054	-0,036	0,446	*	*	*
	*	0,08	*	-0,054	*	-0,054	*	*	*
	*	*	*	-0,121	-0,018	*	-0,621	0,603	*
	*	*	*	-0,036	-0,107	*	*	*	-0,571

Таблица 4.5

Изгибающие моменты и поперечные силы
в характерных сечениях ригеля при различных схемах загрузки

Схема загрузки	Изгибающие моменты, кН·м					Поперечные силы, кН		
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	Q_A	Q_B^1	Q_B^2
	76,8	24,5	76,8	-96,9	-96,9	64,6	-96,9	81,6
	152,4	-77,8	152,4	-77,0	-77,0	115,5	-141,1	0
	-38,1	116,6	-38,1	-77,0	-77,0	-12,8	-12,8	129,6
	118,5	78,9	-20,3	-180,1	-50,8	98,3	-158,3	151,1
Наиболее невы- годное нагружение	(1+2)	(1+3)	(1+2)	(1+4)	(1+2)	(1+2)	(1+4)	(1+4)
	229,2	141,1	229,2	-277,0	-173,9	180,1	-255,2	232,7

В данном случае перераспределение моментов в ригеле выполняем с целью уменьшения величины максимального опорного момента M_B до 30 %, что позволит в дальнейшем упростить армирование опорных сечений и выполнение монтажных стыков. Для этого к объемлошему эвору (ветви (1+4) на рис. 4.3, а) прибавляем (с учетом знака) добавочный треугольный эвор (рис. 4.3, б) с ординатой в опорном сечении В, равной

$$M = 0,3 \cdot 277,0 = 83,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

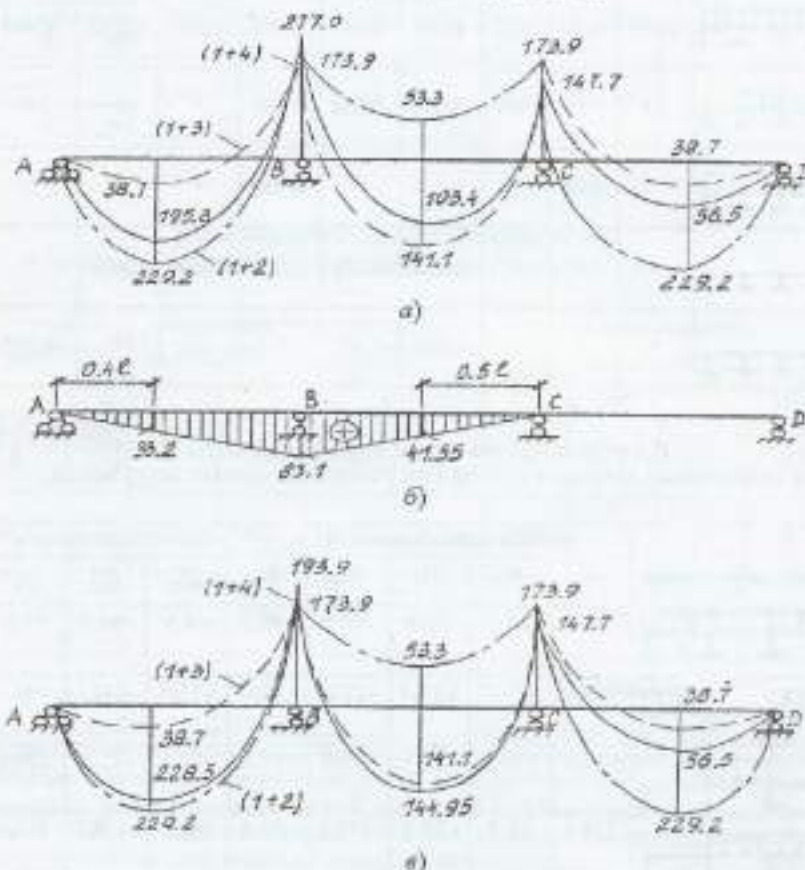


Рис. 4.3. Сгибающий эвор, изгибающий момент в ригеле
а - сгибающий эвор, в опорной стадии; б - добавочный эвор, моментом
в - сгибающий эвор, после перераспределения опорных моментов

Изгибающий момент в сечении по грани опоры (колонны) будет иметь наибольшее абсолютное значение при схеме загрузки (1+2) со стороны пролета, загруженного только постоянной нагрузкой (подробнее об этом см. С. 300 и рис. П.14 [3]).

$$M_{гр} = M_B - Qh_c/2 = 173,9 - 81,6 \cdot 0,4/2 = 157,6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $M_B = 96,9 + 77,0 = 173,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$ - опорный момент при схеме загрузки (1+2); $h_c = 40 \text{ см}$ - размер сечения колонны в направлении пролета ригеля; $Q = Q_D^{пр} = 81,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$ - в схеме загрузки (1+2) (см. табл. 4.5).

4.2.4. Характеристики прочности бетона и арматуры

Бетон класса В 20. По прил. I [3] находим: $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ и $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$.

Коэффициент условий работы бетона по табл. 15 [3] $\gamma_{bt} = 0,9$ (нагрузки малой суммарной длительности отсутствуют, и эксплуатация ригеля предполагается в закрытом помещении с нормальным режимом).

Арматуры:

- продольная рибочка из стали класса А-III, $R_s = 365 \text{ МПа}$;
- поперечная из стали класса А-III, $R_s = 360 \text{ МПа}$;
- $R_{st} = 265 \text{ МПа}$ (см. прил. 2 [3]).

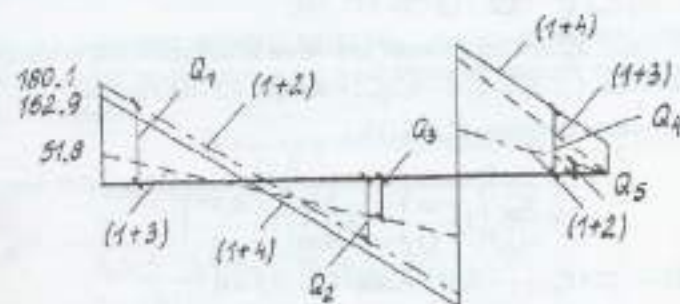


Рис. 4.4. Эвор, поперечных сил в ригеле

4.2.5. Уточнение высоты сечения ригеля

Принимаем оптимальное значение относительной высоты сжатой зоны $\xi = 0,35$ [1, С. 139]. При этом $\alpha_s = 0,289$. По выражению (3.18) [3] находим

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_s \gamma_{b2} R_b b}} = \sqrt{\frac{157,6 \cdot 10^5}{0,289 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 100}} = 51,3 \text{ см.}$$

Предполагая расположение арматуры в два ряда по высоте сечения ригеля, принимаем расстояние от его растянутой грани до центра тяжести арматуры у этой грани равным $a = 6$ см (при однорядной арматуре рекомендуется принимать $a = 3 - 4$ см). Тогда полная высота сечения

$$h = h_0 + a = 51,3 + 6 = 57,3 \text{ см.}$$

Назначаем $h = 60$ см. Рабочая высота сечения ригеля

$$h_n = h - a = 60 - 6 = 54 \text{ см.}$$

4.2.6. Определение площади сечения продольной арматуры

Сечение продольной арматуры ригеля подбирают по моменту в четырех нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах, на первой промежуточной опоре и на средней опоре (в данном случае они совпадают)

Пролет 1. $M_1 = 229,2$ кН·м.

Из формулы (3.14) [3] вычисляем

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{229,2 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 54^2 \cdot 100} = 0,379 < \alpha_r = 0,432,$$

где α_r — значение α_s при граничном значении относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_r ; $\alpha_r = \xi_r (1 - 0,5 \xi_r) = 0,63 (1 - 0,5 \cdot 0,63) = 0,432$;

ξ_r определяется по формуле (2.42) [1]:

$$\xi_r = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{ск}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,77}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,77}{1,1}\right)} = 0,63,$$

где $\omega = 0,85 - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,77$;

$\gamma_{b2} = 0,9$; $\sigma_{ск} = 500$ МПа; $\sigma_{st} = R_s = 365$ МПа.

Так как M_1 — наибольшее значение моментов в ригеле (см. рис. 4.3, а), то условие $\alpha_m < \alpha_r$, очевидно, будет выполняться и в остальных сечениях.

При $\alpha_m > \alpha_r$ следует изменить класс бетона или увеличить размеры сечения. По $\alpha_m = 0,379$ находим (табл. 4.1 [3]) $\zeta = 0,747$ и по формуле (4.15) [3] — площадь сечения продольной арматуры

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s R_b} = \frac{229,2 \cdot 10^5}{0,747 \cdot 54 \cdot 365 \cdot 100} = 15,57 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматуры (прил. 6 [3]) принимаем (2 $\varnothing 25 + 2 \varnothing 20$) А-III с $A_s = 16,1$ см².

Пролет 2. $M_2 = 145$ кН·м (см. рис. 4.3, в).

$$\text{Определяем } \alpha_m = \frac{M_2}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{145 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 54^2 \cdot 100} = 0,24.$$

Из табл. 4.1 [3] при $\alpha_m = 0,240$ находим $\zeta = 0,86$. По формуле (4.15) [3]:

$$A_s = \frac{M_2}{\zeta R_s R_b} = \frac{145 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 54 \cdot 365 \cdot 100} = 8,55 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 $\varnothing 20$ А-III + 2 $\varnothing 14$ А-III с $A_s = 9,36$ см².

Количество верхней арматуры определяем по отрицательным пролетным, если они имеются, и опорным изгибающим моментам.

Если отрицательных моментов в пролетах нет, верхняя арматура назначается по конструктивным требованиям.

Пролет 2. $M = -53,3$ кН·м.

Так как значение момента невелико, то, ожидая однорядное расположение арматуры, принимаем $a = 3,5$ см. Рабочая высота сечения ригеля при этом составит

$$h_n = h - a = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см.}$$

Далее, аналогично рассмотренному, находим

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{53,3 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 56,5^2 \cdot 100} = 0,081;$$

по табл. 4.1 [3] $\zeta = 0,958$;

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s R_b} = \frac{53,3 \cdot 10^5}{0,958 \cdot 56,5 \cdot 365 \cdot 100} = 2,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 Ø 14 А-III. При этом $A_s = 3,08 \text{ см}^2 > A_{s, \text{min}} = \mu_{\text{min}} b h_0 = 0,0005 \cdot 20 \cdot 56,5 = 0,565 \text{ см}^2$, где $A_{s, \text{min}}$ – минимальная площадь сечения продольной арматуры, необходимая по конструктивным требованиям (п. 5.16 [1]).

С целью унификации армирования ригеля во всех остальных пролетах верхнюю арматуру назначаем также из 2 Ø 14 А-III.

Опора В. $M_{\text{гр}} = 157,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Учитывая конструктивное решение опорного узла типового ригеля [7], принимаем $a = 7 \text{ см}$. Тогда

$$h_0 = h - a = 60 - 7 = 53 \text{ см},$$

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{гр}}}{\gamma_b R_s b h_0^2} = \frac{157,6 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 53^2 \cdot 100} = 0,27;$$

по табл. 4.1 [3] $\zeta = 0,838$;

$$A_s = \frac{M_{\text{гр}}}{\zeta b R_s} = \frac{157,6 \cdot 10^5}{0,838 \cdot 53 \cdot 365 \cdot 100} = 9,72 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 Ø 25 А-III с $A_s = 9,82 \text{ см}^2$.

Опора С. В силу симметрии ригеля армирование опоры С принимаем таким же, как и на опоре В (2 Ø 25 А-III).

4.2.7. Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе

Расчет поперечной арматуры по Q ведут для трех наклонных сечений: у крайней опоры и у первой промежуточной опоры слева и справа.

Для расчета прочности по сечениям, наклонным к продольной оси, принимают значения поперечных сил в ригеле, большие из двух расчетов, упругого расчета и с учетом перераспределения моментов.

Крайняя опора. $Q_s = 180100 \text{ Н}$.

Расчет прочности по наклонной полосе между трещинами.

Диаметр поперечных стержней устанавливаем из условия сверки их с продольной арматурой Ø 25 мм принимаем равным $d_w = 8 \text{ мм}$ (прил. 9 [3]) с площадью $f_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$. При классе А-III $R_{sw} = 265 \text{ МПа}$. Число каркасов – 2, при этом $A_{sw} = 2 \cdot 0,503 = 1,006 \text{ см}^2$.

Шаг поперечных стержней по конструктивным требованиям $s = h/3 = 60/3 = 20 \text{ см}$ принимаем на всех пропорных участках длиной $1/4 l$. В средней части шаг поперечных стержней принимаем равным $s = 3/4 h = 3 \cdot 60/4 = 45 \text{ см}$, в целях унификации принимаем $s = 40 \text{ см}$.

Проверяем условие прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами из условия

$$Q \leq 0,3 \varphi_{wl} \varphi_{sl} \gamma_{sl} R_s b h_0,$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении, принимаемая на расстоянии от опоры не менее h_0 ; φ_{wl} – коэффициент, учитывающий влияние коматов, нормальных к оси элемента; $\varphi_{wl} = 1 + 5 \alpha \mu_s = 1 + 5 \cdot 8,75 \cdot 0,0025 = 1,1$, но не более 1,3;

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bx}; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b},$$

где E_b – начальный модуль упругости бетона (прил. 4 [3]); E_s – начальный модуль упругости арматуры (прил. 5 [3]); φ_{sl} – коэффициент, определяемый по формуле $\varphi_{sl} = 1 - \beta R_s \gamma_{sl} = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,9$; β – коэффициент, принимаемый равным 0,01 для тяжелого бетона и 0,02 – для легкого; $\mu_s = 1,006/(20 \cdot 20) = 0,0025$; $\alpha = 210000/24000 = 8,75$.

Проверяем условие $Q = 180100 \text{ Н} < 0,3 \varphi_{wl} \varphi_{sl} \gamma_{sl} R_s b h_0 = 0,3 \times 1,1 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 54 \cdot 100 = 331986 \text{ Н}$, т.е. прочность по наклонной полосе обеспечивается.

Если условие не удовлетворяется, то размеры поперечного сечения недостаточны.

Проверим необходимость постановки расчетной поперечной арматуры из условия

$$Q \leq Q_{s, \text{max}} = \varphi_{sl} \gamma_{sl} R_{sw} b h_0,$$

где $\varphi_{sl} = 0,6$ для тяжелого бетона согласно п. 3.31 [1].

$Q = 180100 \text{ Н} > \varphi_{sl} \gamma_{sl} R_{sw} b h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 54 \cdot 100 = 52488 \text{ Н}$. Условие не удовлетворяется, следовательно, поперечная арматура необходима по расчету.

Вычисляем усилие в коматах на единицу длины элемента по формуле

$$q_{гг} = \frac{R_{гг} A_{гг}}{s} = \frac{265 \cdot 1,006 \cdot 100}{20} = 1332 \text{ Н/см.}$$

Для обеспечения прочности по наклонному сечению на участке между соседними хомутами требуется выполнение условия

$$q_{гг} \geq \frac{Q_{b \min}}{2h_0}$$

$$Q_{b \min} = \varphi_{б2} \gamma_{б2} R_{б2} b h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 54 \cdot 100 = 157416 \text{ Н.}$$

$$q_{гг} = 1332 \text{ Н/см} > \frac{Q_{b \min}}{2h_0} = \frac{157416}{2 \cdot 54} = 486 \text{ Н/см,}$$

т.е. условие удовлетворяется. Проверяем условие $s \leq s_{\max}$:

$$s_{\max} = \frac{\varphi_{б1} \gamma_{б1} R_{б1} b h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 54^2 \cdot 100}{180100} = 39,34 \text{ см} > s = 20 \text{ см,}$$

т.е. условие удовлетворяется. Здесь $\varphi_{б1} = 1,5$ (для тяжелого бетона).

Принятый шаг поперечных стержней на пропорном участке $s = 20$ см достаточен.

Расчет прочности по наклонному сечению.

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном, определяем по формуле

$$Q_b = M_b / c, \text{ где}$$

c – расстояние от вершины расчетного наклонного сечения до оси опоры балки;

$$M_b = \varphi_{б2} \gamma_{б2} R_{б2} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 54^2 \cdot 100 = 94,48 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см.}$$

Здесь $\varphi_{б2} = 2$ (для тяжелого бетона). Проверяем условие

$$q_1 < 0,56 q_{гг}$$

где $q_1 = g + w/2 = 27,21 + 43,2/2 = 488 \text{ Н/см} < 0,56 \cdot 1332 = 740,32 \text{ Н/см}$, т.е. условие выполняется. Значение c определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{94,48 \cdot 10^5}{488}} = 139 \text{ см,}$$

но при этом принимается не более $3,33 h_0 = 3,33 \cdot 54 = 179,82 \text{ см}$.

При $q_1 > 0,56 q_{гг}$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_{гг} + q_1}}$$

Определяем поперечное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$Q_b = M_b / c = 94,48 \cdot 10^5 / 139 = 67,971 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{b \min} = 52,488 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Поперечная сила в вершине наклонного сечения

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 180100 - 488 \cdot 139 = 112,27 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Длина проекции расчетного наклонного сечения

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{гг}}} = \sqrt{\frac{94,48 \cdot 10^5}{1332}} = 85 \text{ см} < 2 h_0 = 108 \text{ см.}$$

Принимаем $c_0 = 85 \text{ см}$.

Определяем поперечное усилие, воспринимаемое хомутами:

$$Q_{гг} = q_{гг} c_0 = 1332 \cdot 85 = 112370 \text{ Н.}$$

Проверяем условие прочности $Q_b + Q_{гг} > Q$.

$$Q_b + Q_{гг} = 67971 + 112370 = 180341 \text{ Н} > Q = 112270 \text{ Н.}$$

Прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

Аналогично производится расчет и других сечений. Подробнее расчет прочности наклонных сечений изложен в главе 3.5 [3].

4.2.8. Построение эпюра арматуры (эпора материалов)

Для экономии стали часть продольных стержней арматурного каркаса обрывают в пролете в соответствии с огибающим эпюром моментов. Места обрыва стержней позволяет установить эпюру арматуры.

Пролет 1.

Продольная арматура (2 $\varnothing 25$ А-III + 2 $\varnothing 20$) А-III с $A_s = 16,1 \text{ см}^2$.

Вычисляем характеристики сечения:

$$h_s = h - a = 60 - 5 = 55 \text{ см;}$$

уточненное значение $a = 5 \text{ см}$ с учетом фактического армирования.

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{16,1}{20 \cdot 55} = 0,0146;$$

$$\xi = \frac{\mu R_s}{\gamma_{б2} R_b} = \frac{0,0146 \cdot 365}{0,9 \cdot 11,5} = 0,515 < \xi_R = 0,63;$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,515 = 0,743.$$

Ординаты эпюра арматуры (огибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 16,1 \text{ см}^2$):

$$M_{\text{сск}} = R_s A_s \zeta h_0 = 365 \cdot 16,1 \cdot 0,743 \cdot 55 \cdot 100 = \\ = 240,14 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 240,14 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Обрываем 2 $\varnothing 20$ А-III в пролете. Для сечения с 2 $\varnothing 25$ А-III ($A_s = 9,82 \text{ см}^2$) находим:

$$h_a = h - a = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см};$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{9,82}{20 \cdot 56,5} = 0,0087;$$

$$\xi = \frac{\mu R_s}{\gamma_{b2} R_b} = \frac{0,0087 \cdot 365}{0,9 \cdot 11,5} = 0,307;$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,307 = 0,847.$$

Момент, воспринимаемый сечением с двумя оставшимися стержнями, будет равен:

$$M_{\text{сск}} = R_s A_s \zeta h_0 = 365 \cdot 9,82 \cdot 0,847 \cdot 56,5 \cdot 100 = \\ = 171,53 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 171,53 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Пролет 2. Арматура 2 $\varnothing 20$ А-III + 2 $\varnothing 14$ А-III ($A_s = 9,36 \text{ см}^2$).

Определим:

$$h_a = h - a = 60 - 5 = 55 \text{ см};$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{9,36}{20 \cdot 55} = 0,0085;$$

$$\xi = \frac{\mu R_s}{\gamma_{b2} R_b} = \frac{0,0085 \cdot 365}{0,9 \cdot 11,5} = 0,307 < \xi_R = 0,63;$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,3 = 0,85;$$

$$M_{\text{сск}} = R_s A_s \zeta h_0 = 365 \cdot 9,36 \cdot 0,85 \cdot 55 \cdot 100 = \\ = 159,72 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 159,72 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Обрываем 2 $\varnothing 14$ А-III. Для сечения с 2 $\varnothing 20$ А-III с $A_s = 6,28 \text{ см}^2$ будем иметь:

$$h_a = h - a = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см};$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{6,28}{20 \cdot 56,5} = 0,0056;$$

$$\xi = \frac{\mu R_s}{\gamma_{b2} R_b} = \frac{0,0056 \cdot 365}{0,9 \cdot 11,5} = 0,197;$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,197 = 0,902.$$

$$M_{\text{сск}} = 365 \cdot 6,28 \cdot 0,902 \cdot 56,5 \cdot 100 = 116,82 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 116,82 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Опора В. Арматура 2 $\varnothing 25$ А-III с $A_s = 9,82 \text{ см}^2$.

$$h_a = 60 - 7 = 53 \text{ см};$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{9,82}{20 \cdot 53} = 0,0093;$$

$$\xi = \frac{\mu R_s}{\gamma_{b2} R_b} = \frac{0,0093 \cdot 365}{0,9 \cdot 11,5} = 0,328 < \xi_R = 0,63;$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,328 = 0,836.$$

$$M_{\text{сск}} = 365 \cdot 9,82 \cdot 0,836 \cdot 53 \cdot 100 = 158,81 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 158,81 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

На некотором удалении от опоры обрываем оба стержня. Так как во всех пролетах верхняя арматура принята из 2 $\varnothing 14$ А-III с $A_s = 3,08 \text{ см}^2$, то несущая способность сечения составит:

$$h_a = h - a = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см};$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{3,08}{20 \cdot 56,5} = 0,0027;$$

$$\xi = \frac{\mu R_s}{\gamma_{b2} R_b} = \frac{0,0027 \cdot 365}{0,9 \cdot 11,5} = 0,095;$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,095 = 0,953.$$

$$M_{\text{сск}} = 365 \cdot 3,08 \cdot 0,953 \cdot 56,5 \cdot 100 = 60,53 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 60,53 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

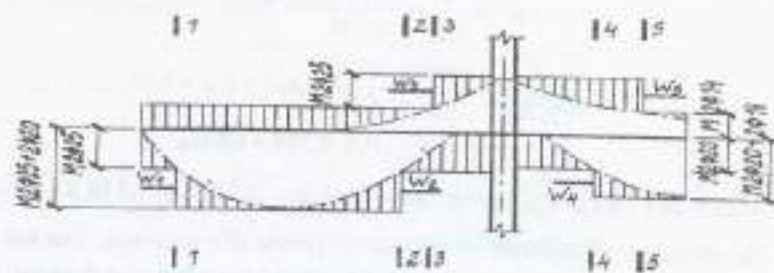
4.2.9. Определение длины анкеровки обрываемых стержней

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, проще всего определить графически. Для этого необходимо на объемлющий эпюр моментов наложить эпюр арматуры. Точки, в которых ординаты эпюров будут общими (точки пересечения), определят места теоретического обрыва стержней в пролете (рис. 4.5, а). Чтобы обеспечить прочность наклонных сечений по моменту, обрываемые стержни должны быть введены за точки своего теоретического обрыва на длину зоны анкеровки, составляющую не менее $20d$ и не менее величины w , определяемой по формуле

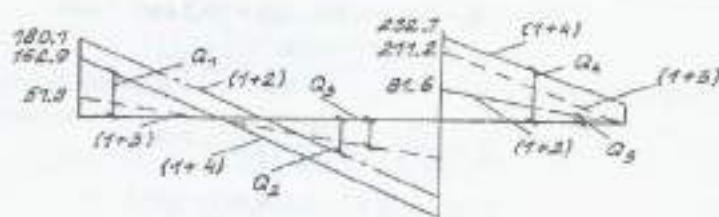
$$w = Q / 2 q_{sv} + 5d,$$

где Q — поперечная сила в точке теоретического обрыва стержня. Значение поперечных сил в сечениях, проходящих через точки теоретического об-

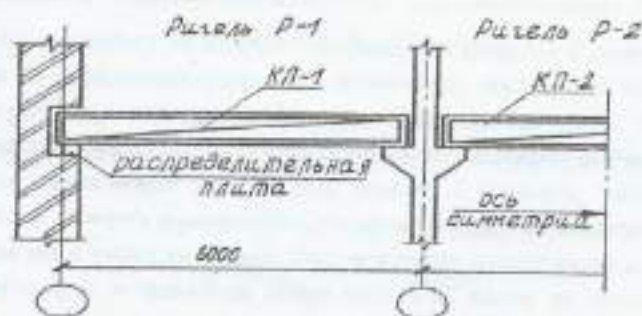
рыва стержней, допускается определять графически по огибающему эпюру Q (рис. 4.5, б); d — диаметр обрываемого стержня.



а)



б)



в)

Рис. 4.5. Построение эпюры материалов в рисах:
а — эпюра материалов (арматуры); б — огибающий эпюру Q ,
в — схема армирования риса

$q_{an} = \frac{R_{sv} f_s n}{s}$ — интенсивность поперечного армирования в зоне анкеровки обрываемого стержня; f_s — площадь сечения поперечной арматуры (см^2); n — количество поперечных стержней в сечении; s — шаг поперечных стержней (см).

Пролет 1.

С учетом конструктивных требований поперечное армирование балки в рассматриваемых сечениях (1–5) принято $2 \varnothing 8 \text{ А-I}$ с шагом 200 мм.

Для всех сечений

$$q_{an} = \frac{R_{sv} f_s n}{s} = \frac{265 \cdot 0,503 \cdot 2 \cdot 100}{20} = 1333 \text{ Н/см.}$$

Сечение 1–1.

В сечении 1–1 поперечная сила Q_1 , соответствующая тому сочетанию нагрузок, при котором в этом сечении получено значение ординаты огибающего эпюры моментов, в масштабе сил равна 135 кН (см. рис. 4.5, б).

Диаметр продольных обрываемых стержней $d = 2$ см.

Следовательно,

$$w_1 = \frac{Q}{2q_{an}} + 5d = \frac{135000}{2 \cdot 1333} + 5 \cdot 2 = 61 \text{ см,}$$

что больше $20d = 20 \cdot 2 = 40$ см. Принимаем $w_1 = 61$ см.

Сечение 2–2.

$Q_2 = 120$ кН; диаметр продольных стержней $d = 2$ см;

$$w_2 = \frac{120000}{2 \cdot 1333} + 5 \cdot 2 = 55 \text{ см} > 20d = 20 \cdot 2 = 40 \text{ см.}$$

Принимаем $w_2 = 55$ см.

Сечение 3–3.

$Q_3 = 75$ кН; диаметр продольных стержней $d = 2,5$ см;

$$w_3 = \frac{75000}{2 \cdot 1333} + 5 \cdot 2,5 = 40,6 \text{ см} < 20d = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ см.}$$

Принимаем $w_3 = 50$ см.

Пролет 2.

Сечение 4–4.

$Q_4 = 116$ кН; диаметр продольных стержней $d = 1,4$ см;

$$w_4 = \frac{110000}{2 \cdot 1333} + 5 \cdot 1,4 = 48,3 \text{ см} > 20d = 20 \cdot 1,4 = 28 \text{ см.}$$

Принимаем $w_4 = 50 \text{ см.}$

Сечение 5-5.

$Q_3 = 25 \text{ кН}$; диаметр продольных стержней $d = 2,5 \text{ см}$;

$$w_5 = \frac{25000}{2 \cdot 1333} + 5 \cdot 2,5 = 21,88 \text{ см} < 20d = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ см.}$$

Принимаем $w_5 = 50 \text{ см.}$

4.3. Конструирование ригеля

Опирание ригелей на колонны приведено на рис. 4.5, в и 4.6, а. Соединение их в неразрезную конструкцию осуществляется при помощи ванной сварки выпусков арматурных стержней колонны и ригелей. Зазоры между торцами ригелей и колонны заполняют бетоном класса В 25 на мелком щебне (гравии) (рис. 4.6).

Площадь соединительных стержней принимается по арматуре ригеля из условия равнопрочности. В рассматриваемом примере, следовательно, необходимо принять соединительные стержни из 2 $\varnothing 25 \text{ А-III}$ с $A_s = 9,82 \text{ см}^2$.

Конструктивное решение стыка сборного ригеля и колонны показано на рис. 4.6, а.

Размер консоли и ее армирование определяются при проектировании колонны.

Опалубочный чертеж ригеля Р-2 приведен на рис. 4.6, б.

Ригель обычно армируют двумя плоскими сварными каркасами (сеч. 2-2, 3-3, рис. 4.6, в). При значительных нагрузках возможен третий каркас в средней части пролета.

4.4. Пример расчета ригеля как элемента рамной конструкции

4.4.1. Принципы статического расчета ригеля рамы

Многоэтажные многопролетные рамы имеют, как правило, регулярную расчетную схему: равные пролеты, высоту этажей, жесткости ригелей и колонн [3] (рис. 4.7).

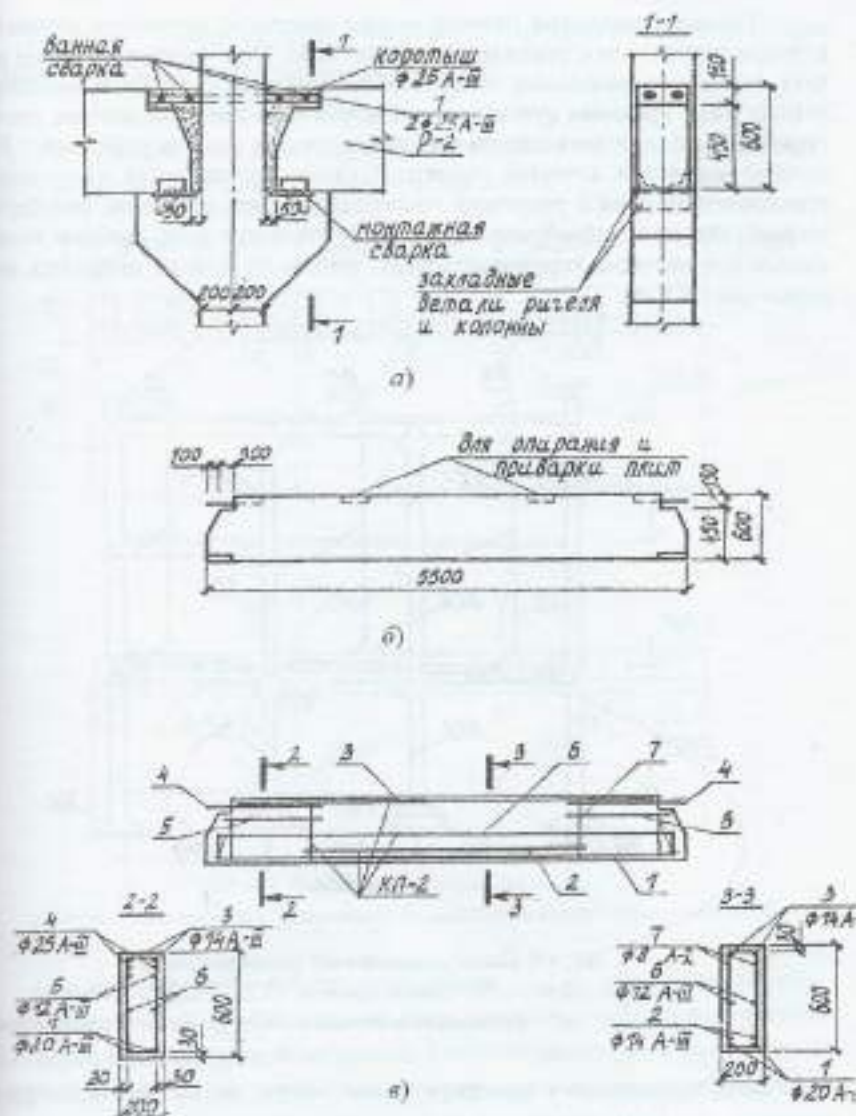


Рис. 4.6. Конструкция ригеля Р-2 и стыка ригелей с колонной: а - сопряжение ригелей с колонной; б - опалубочный чертеж ригеля Р-2; в - схемы армирования ригеля Р-2.

Точные результаты расчета можно получить, используя соответствующие программы с реализацией их на ЭВМ. Приближенный метод расчета основан на указанных выше особенностях многэтажных многопролетных рам. Принимая нулевые точки моментов в середине колонн, многэтажная рама расчленяется на ряд одноэтажных рам со стойками. При полном каресе в качестве расчетной схемы принимается одноэтажная трехпролетная рама с разрезкой по середине стоек, имеющих шарнирное закрепление по концам (рис. 4.8, а). В случае, когда роль крайних колонн выполняют несущие кирпичные стены, ригель по концам опирается шарнирно (рис. 4.8, б).

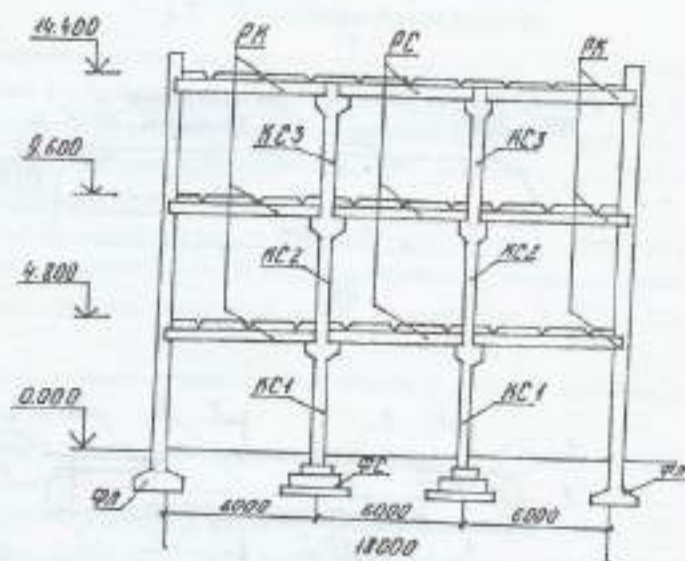


Рис. 4.7. Стены расположения элементов рамы:
 ПК — ригель крайний; РС — ригель средний; КС1, КС2, КС3 — колонны 1, 2 и 3 этажей; ФЛ — фундамент ленточный; ФС — фундамент сплошной

Если применяются многопустотные плиты, то на ригель нагрузка принимается в виде равномерно распределенной:

$$q_1 = g_1 + p_1, \quad (4.1)$$

где $g_1 = g_a + g_b$ — постоянная нагрузка на 1 п.м. длины ригеля; $p_1 = p_a$ — временная нагрузка на 1 п.м. длины ригеля; a — шаг рам (ригелей).

Риблистые плиты передают нагрузку с перекрытия на ригель через продольные ребра в виде сосредоточенных сил:

$$G = g_1 b_{\text{пл}}, \quad P = p_1 b_{\text{пл}}, \quad (4.2)$$

где G и P — сосредоточенные силы соответственно от постоянной и временной нагрузок; $b_{\text{пл}}$ — номинальная ширина плиты.

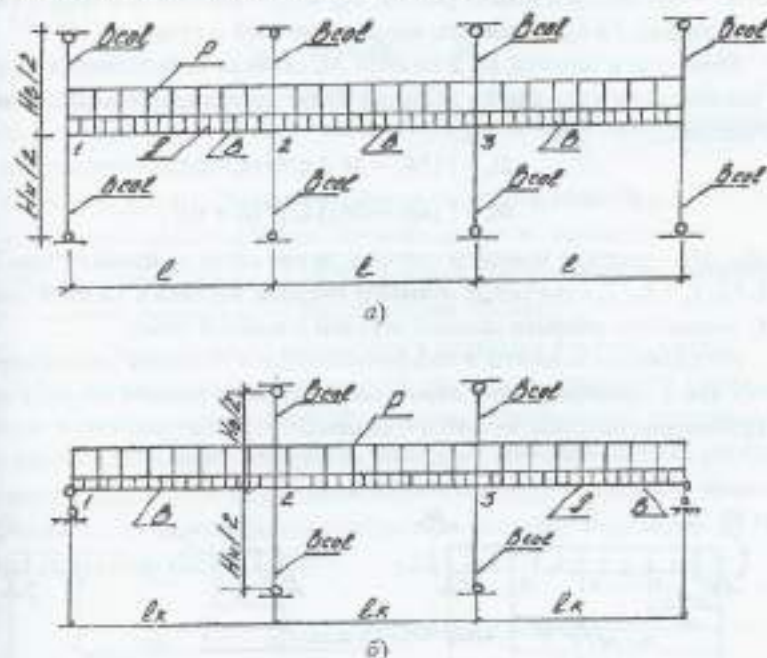


Рис. 4.8. Расчетная схема ригеля рамы:

а — жестко соединенного с колоннами; б — шарнирно опираемого на крайние опоры

Для использования таблиц приложения II [3] при числе сосредоточенных сил более трех последние допускается заменять эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой. Сначала расчет рамы выполняется в упругой стали для четырех схем, учитывающих самые невыгодные загрузки временной нагрузкой.

В таблицах приложения II [3] опорные моменты ригелей рамы определяются по формуле

$$M = (\alpha g_1 + \beta p_1) l^2, \quad (4.3)$$

где α, β - табличные коэффициенты, зависящие от расчетной схемы, схем загрузки постоянной q_1 и временной p_1 нагрузками, а также от отношения погонных жесткостей ригеля и стоек, примыкающих к узлу. При этом жесткости можно заменить моментами инерции

$$k = (B/I) / (B_{col}/I_{col}) = (I/I) / (I_{col}/I_{col}), \quad (4.4)$$

где B и I - жесткость и пролет ригеля; B_{col} и I_{col} - жесткость и длина стойки (высота этажа); I и I_{col} - моменты инерции ригелей и стоек.

Моменты в верхней M_u и нижней M_n стойках определяются из условия равновесия в узле, где их значения будут пропорциональны погонным жесткостям:

$$M_u = [(M_{21} - M_{23}) i_u] / (i_u + i_n);$$

$$M_n = [(M_{21} - M_{23}) i_n] / (i_u + i_n),$$

где M_{21}, M_{23} - опорные моменты соответственно слева и справа от узла 2; $i_u = I_u / l_u, i_n = I_n / l_n$ - погонные моменты инерции верхней и нижней стоек; I_u и I_n - моменты инерции сечений верхней и нижней стоек.

Изгибающие моменты и поперечные силы в сечениях ригеля определяются как в однопролетной шарнирно опертой по концам балке, к которой приложены опорные моменты и внешняя нагрузка (рис. 4.9):

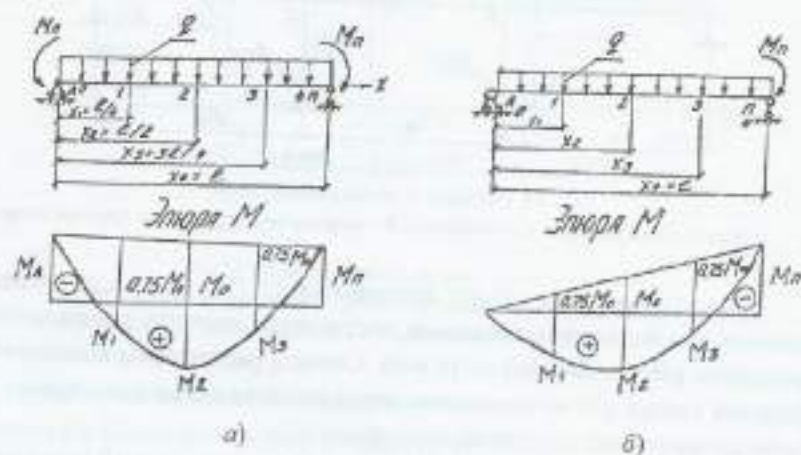


Рис. 4.9. К расчету ригеля рамы:

а - расчетная схема среднего ригеля; б - расчетная схема крайнего ригеля

- для средних пролетов, а в случае полного каркаса и для крайних пролетов (см. рис. 4.8, а и 4.9 а):

$$M_x = M_{0x} - [|M_u| - (|M_u| - |M_n|) \xi]; \quad (4.5)$$

$$Q_x = Q_{0x} + (|M_u| - |M_n|) / l;$$

- для крайнего пролета в случае неполного каркаса (см. рис. 4.8, б; рис. 4.9, б):

$$M_x = M_{0x} - |M_n| \xi;$$

$$Q_x = Q_{0x} - |M_n| / l, \quad (4.6)$$

где $M_{0x} = 0,125 q_1 l^2 \eta (2 - \eta)$ - значение момента в сечении x однопролетной шарнирно опертой балки;

$Q_{0x} = 0,5 q_1 l (2 - \eta)$ - балочная поперечная сила в сечении x ;

q_1 - равномерно распределенная нагрузка на 1 п. м длины ригеля;

$|M_u|$ и $|M_n|$ - абсолютные значения левого и правого опорных моментов;

$\xi = x/l$ - относительная координата x длине пролета;

$\eta = 2 - x/l$ - относительная координата к половине длины пролета.

При расчете рамы рекомендуется учитывать возможное перераспределение моментов в результате образования пластических шарниров. Для того чтобы в зоне образования пластического шарнира ширина раскрытия трещин не превышала допустимой величины ($\sigma_{ср,р} \leq 0,3$ мм), выровненный момент в расчетном сечении должен составлять не менее 70 % момента в упругой стадии.

4.4.2. Данные для расчета ригеля

Ставится задача рассчитать и законструировать ригель трехэтажной трехпролетной рамы (см. рис. 4.7) с опиранием его по концам на несущие кирпичные стены. Основные геометрические размеры здания выдаются в задании на выполнение курсового проекта. Для рассматриваемого примера:

$l = 6$ м - расстояние между разбивочными осями;

$H = 4,8$ м - высота этажа;

$a = 6$ м - шаг колонн (рам).

Принимается форма поперечного сечения ригеля тавровая с консолями, на которые опираются плиты перекрытия (см. рис. 4.1). В первом приближении назначаются размеры сечения ригеля:

$$h = (1/8 \dots 1/12) l \approx l/10 = 600/10 = 60 \text{ см};$$

$$b = (0,35 \dots 0,4) h \approx 0,36 \cdot 60 = 21,6 \text{ см} \approx 22 \text{ см}.$$

В первом приближении размеры сечения колонны приняты

$$h_{col} = b_{col} = 40 \text{ см}.$$

Конструктивная длина ригеля крайнего РК:

$$l_{ck} = l + c + b_{col}/2 - \Delta l = 600 + 38 + 40/2 - 6 = 612 \text{ см},$$

где $c = 38 \text{ см}$ — длина опорной площади ригеля; $\Delta l = 6 \text{ см}$ — зазор между торцом ригеля и гранью колонны.

Конструктивная длина ригеля среднего РС:

$$l_{cr} = l - b_{col} - 2 \Delta l = 600 - 40 - 2 \cdot 6 = 548 \text{ см}.$$

Так как длина ригелей различается между собой менее, чем на 20 %, то расчетный пролет ригеля принят одинаковым $l_c = 6 \text{ м}$.

Определение нагрузок. Нагрузки на 1 м^2 перекрытия определены при расчете сборной многослойной плиты и составляют:

$g = 0,415 \text{ тс/м}^2$ — расчетная постоянная нагрузка;

$p = 0,72 \text{ тс/м}^2$ — расчетная временная нагрузка.

Собственный вес ригеля составляет $0,088 \text{ тс/м}^2$.

Расчетные погонные нагрузки на 1 м длины ригеля при ширине грузовой площади $a = 6 \text{ м}$ и коэффициенте надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ будут равны:

- постоянная $g = (0,415 + 0,09) \cdot 6 \cdot 0,95 = 2,879 \text{ тс/м}$;

- временная $p = 0,72 \cdot 6 \cdot 0,95 = 4,104 \text{ тс/м}$.

Расчетные характеристики бетона и арматуры. Их величины принимаются по СНиП [1] в зависимости от заданных значений классов бетона и арматуры. Так как в примере ригель рассчитывается только по прочности, то расчетные характеристики приняты для первой группы предельных состояний.

Ригель изготавливается из бетона класса В20 с прочностными характеристиками:

$$R_b = 117 \text{ кгс/см}^2 \text{ и } R_{sk} = 9,18 \text{ кгс/см}^2.$$

Коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки

$$\gamma_{dl} = 0,9.$$

Начальный модуль упругости при сжатии и растяжении

$$E_b = 2,75 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2.$$

В качестве продольной рабочей арматуры приняты стержни класса А-III с расчетным сопротивлением $R_s = R_{sk} = 3750 \text{ кгс/см}^2$ для $\varnothing 10 \dots 40 \text{ мм}$ и $R_s = R_{sk} = 3600 \text{ кгс/см}^2$ для $\varnothing 6 \dots 8 \text{ мм}$.

Начальный модуль упругости $E_s = 2,0 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$.

Арматура поперечная класса А-III с расчетным сопротивлением $R_{sw} = 2900 \text{ кгс/см}^2$ для $\varnothing 6 \dots 8 \text{ мм}$.

Коэффициент условий работы арматуры в сварных каркасах $\gamma_{sa} = 0,9$.

4.4.3. Определение усилий в ригеле рамы

Расчетная схема рамы с ригелем, опертым по концам на несущие стены, приведена на рис. 4.8, б.

Усилия от расчетных нагрузок определяются с учетом их перераспределения. Предварительно усилия в ригеле находятся как в упругой системе по формулам (4.3–4.6). Так как разница в величине пролетов не превышает 10 % $(l_1 - l_2) 100 / l_c = (6,19 - 6) 100 / 6 = 3,17 \%$, то M и Q определяются как для ригеля рамы с равными пролетами.

Расчет начинается с вычисления геометрических характеристик ригелей и колонн и коэффициента k :

- площадь сечения ригеля

$$A = b h + (b_f - b) h_f = 0,22 \cdot 0,6 + (0,52 - 0,22) \cdot 0,24 = 0,192 \text{ м}^2,$$

где $b_f = 0,52 \text{ м}$ и $h_f = 0,24 \text{ м}$ — ширина и высота условной полки, заменяющей консоли (см. рис. 4.1, б);

- статический момент

$$S = b h^2 / 2 + (b_f - b) h_f (0,5 h_f + h_2) = 0,22 \cdot 0,6^2 / 2 + (0,52 - 0,22) \cdot 0,24 (0,5 \cdot 0,2 + 0,1) = 0,0516 \text{ м}^3;$$

- положение центра тяжести

$$y_s = S / A = 0,0516 / 0,192 = 0,26875 \text{ м} \approx 0,27 \text{ м};$$

- момент инерции сечения ригеля относительно центра тяжести

$$\begin{aligned}
 I &= b h^3 / 12 + b h (0,5 h - y_0)^2 + (b_f - b) h_f^3 / 12 + \\
 &+ (b_f - b) h_f (y_0 - (0,5 h_f + h_0))^2 = 0,22 \cdot 0,6^3 / 12 + \\
 &+ 0,22 \cdot 0,6 (0,5 \cdot 0,6 - 0,27)^2 + (0,52 - 0,22) 0,24^3 / 12 + \\
 &+ (0,52 - 0,22) 0,24 (0,27 - (0,5 \cdot 0,2 + 0,1))^2 = 4,5725 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.
 \end{aligned}$$

Момент инерции сечения колонны относительно центра тяжести

$$I_{col} = b_0 h_{col}^3 / 12 = 0,4 \cdot 0,4^3 / 12 = 2,133 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Коэффициент соотношения погонных моментов инерции ригеля и колонны

$$k = (I_{col}) / (I_{col} l) = (4,5725 \cdot 10^{-3} \cdot 4,8) / (2,133 \cdot 10^{-3} \cdot 6) = 1,715.$$

Из табл. 1 приложения 11 [3] выписываются с использованием линейной интерполяции коэффициенты α и β . Вычисленные значения опорных моментов занесены в табл. 4.6, где множители при коэффициентах α и β составляют:

$$g_1 l^2_{oc} = 2,867 \cdot 6,19^2 = 109,852 \text{ тс} \cdot \text{м}; \quad p l^2_{oc} = 4,104 \cdot 6^2 = 147,744 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$g_1 l^2_{oc} = 2,867 \cdot 6^2 = 103,212 \text{ тс} \cdot \text{м}; \quad p l^2_{oc} = 4,104 \cdot 6,19^2 = 157,249 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Таблица 4.6

Номер загрузки	Схема загрузки	M_{2l} , тс · м		M_{2r} , тс · м		M_{2c} , тс · м	
		α или β	$\alpha g_1 l^2_{oc}$ или $\beta p l^2_{oc}$	α или β	$\alpha g_1 l^2_{oc}$ или $\beta p l^2_{oc}$	α или β	$\alpha g_1 l^2_{oc}$ или $\beta p l^2_{oc}$
П		-0,115	-12,633	-0,090	-9,289	-0,090	-9,289
B1		-0,094	-14,781	-0,021	-3,103	-0,021	-3,103
B2		-0,021	-3,302	-0,070	-10,342	-0,070	-10,342
B3		-0,012	-18,713	-0,103	-15,218	-0,059	-8,717

Схемы загрузки ригеля рамы обозначены следующим образом:

П – нагружены все пролеты постоянной нагрузкой g_1 ;

B1 – нагружены 1-й и 3-й пролеты для определения максимальных моментов в нечетных пролетах;

B2 – нагружен 2-й пролет для определения максимального момента в этом пролете;

B3 – нагружены 1-й и 2-й пролеты для определения минимальных моментов у опоры B (M_{2lmin} и M_{2rmin}).

Последовательность вычисления и значения моментов в сечениях для упругой системы в с учетом перераспределения приведены в табл. 4.7 для крайнего пролета и в табл. 4.8 для среднего пролета. По длине пролета ригель делится на четыре равных части (см. рис. 4.9). При этом значения моментов в пролетах ригеля определены путем подвешивания балочной опоры к вычисленным значениям опорных моментов при $l_1 = 6,19$ м; $l_2 = 6,0$ м;

$$g_1 = 2,867 \text{ тс/м}; \quad p_1 = 4,104 \text{ тс/м};$$

$$g_1 l^2_x / 8 = 2,867 \cdot 6,19^2 / 8 = 13,731 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$g_1 l^2_c / 8 = 2,867 \cdot 6,0^2 / 8 = 12,9015 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$p_1 l^2_x / 8 = 4,104 \cdot 6,19^2 / 8 = 19,656 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$p_1 l^2_c / 8 = 4,104 \cdot 6,0^2 / 8 = 18,468 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Таблица 4.7

Номер загрузки	Пролеты	Крайний пролет $l_c = 6,19$ м				
		Номер сечения	0	1	2	3
П	$\xi = x / l$	0	0,25	0,5	0,75	1,0
	$\eta = 2 x / l$	0	0,50	1,0	1,50	2,0
	$\eta(2 - \eta) = \gamma$	0	0,75	1,0	0,75	0,0
	Опорные моменты ($M_{2l} - M_{2r}$) ξ	$M_{2l} = M_{2r} = 0; \quad M_{2l} = M_{2r} = -12,633 \text{ тс} \cdot \text{м}$				
	$M_x = M_{2l} - (M_{2l} - M_{2r}) \xi$, тс · м	0	3,158	6,317	9,475	12,633
	$M_x = g_1 l^2 \gamma / 8$, тс · м	0	-3,158	-6,317	-9,475	-12,633
П	$M_x = g_1 l^2 \gamma / 8$, тс · м	0	10,299	13,732	10,299	0
	$M_x = M_{2l} + M_{2r}$, тс · м	0	7,141	7,415	0,824	-12,633

Продолжение табл. 4.7

Номер загруженной	Пролеты		Крайний пролет $l_k = 6,19$ м				
	Номер сечения		0	1	2	3	4
	$\xi = x/l$		0	0,25	0,5	0,75	1,0
	$\eta = 2x/l$		0	0,50	1,0	1,50	2,0
	$\eta(2-\eta) = \gamma$		0	0,75	1,0	0,75	0,0
В1	Опорные моменты		$M_2 = M_3 = 0; M_1 = M_4 = -14,781$ тс·м				
	$(M_2 - M_1) \xi$		0	3,695	7,391	11,086	14,781
	$M_2 - M_1 - (M_1 - M_2) \xi$, тс·м		0	-3,695	-7,391	-11,086	-14,781
	$M_p = p_1 l^2 \gamma / 8$, тс·м		0	14,742	19,656	14,742	0
	$M_i = M_0 + M_p$, тс·м		0	11,047	12,266	3,656	-14,781
В2	Опорные моменты		$M_1 = M_2 = 0; M_3 = M_4 = -14,781$ тс·м				
	$(M_1 - M_2) \xi$		0	0,826	1,651	2,477	3,302
	$M_1 - M_2 - (M_2 - M_1) \xi$, тс·м		0	-0,826	-1,651	-2,477	-3,302
	$M_p = p_1 l^2 \gamma / 8$, тс·м		0	0	0	0	0
	$M_i = M_0 + M_p$, тс·м		0	-0,826	-1,651	-2,477	-3,302
В3	Опорные моменты		$M_2 = M_3 = 0; M_1 = M_4 = -18,713$ тс·м				
	$(M_2 - M_1) \xi$		0	4,678	9,357	14,035	18,713
	$M_2 - M_1 - (M_1 - M_2) \xi$, тс·м		0	14,742	19,656	14,742	0
	$M_p = p_1 l^2 \gamma / 8$, тс·м		0	-4,678	-9,357	-14,035	-18,713
	$M_i = M_0 + M_p$, тс·м		0	10,064	10,299	0,707	-18,713
Совместные прогулки	П + В1, тс·м		0	18,188	19,681	4,480	-27,414
	П + В2, тс·м		0	6,315	5,764	-1,653	-15,935
	П + В3, тс·м		0	17,205	17,714	1,531	-31,346
	M_{min} , тс·м		0	6,315	5,764	-1,653	-31,346
	M_{max} , тс·м		0	18,188	19,681	4,480	-15,935
Эпюр моментов		Перераспределение моментов в ригеле					
П + В1	Номер сечения		0	1	2	3	4
	В упругой стадии		0	18,188	19,681	4,480	-27,414
	Дополнительная		0	1,289	2,578	3,867	5,156
	Перераспределенная		0	19,477	22,259	8,347	-22,258

Описание табл. 4.7

Номер загруженной	Пролеты		Крайний пролет $l_k = 6,19$ м				
	Эпюр моментов		Перераспределение моментов в ригеле				
	Номер сечения		0	1	2	3	4
	В упругой стадии		0	6,315	5,764	-1,653	-15,935
	Дополнительная Перераспределенная		0	-1,581	-3,162	-4,742	-6,323
П + В2	Перераспределенная		0	4,734	2,602	-6,395	-22,258
	В упругой стадии		0	17,205	17,714	1,531	-31,346
	Дополнительная Перераспределенная		0	2,272	4,544	6,816	9,088
П + В3	Перераспределенная		0	19,477	22,258	8,347	-22,258
	Ординаты огибающей M_{min} , тс·м		0	4,734	2,602	-6,395	-22,258
	После распределения M_{max} , тс·м		0	19,477	22,258	8,347	-

Таблица 4.8

Номер загруженной	Пролеты		Средний пролет $l_k = 6,0$ м				
	Номер сечения		0	1	2	3	4
	$\xi = x/l$		0	0,25	0,5	0,75	1,0
	$\eta = 2x/l$		0	0,50	1,0	1,50	2,0
	$\eta(2-\eta) = \gamma$		0	0,75	1,0	0,75	0,0
П	Опорные моменты		$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = -9,289$ тс·м				
	$(M_1 - M_2) \xi$		0	0	0	0	0
	$M_1 - M_2 - (M_2 - M_1) \xi$, тс·м		-9,289	-9,289	-9,289	-9,289	-9,289
	$M_p = p_1 l^2 \gamma / 8$, тс·м		0	9,676	12,902	9,676	0
	$M_i = M_0 + M_p$, тс·м		-9,289	0,387	3,613	0,387	-9,289
В1	Опорные моменты		$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = -3,103$ тс·м				
	$(M_1 - M_2) \xi$		0	0	0	0	0
	$M_1 - M_2 - (M_2 - M_1) \xi$, тс·м		-3,103	-3,103	-3,103	-3,103	-3,103
	$M_p = p_1 l^2 \gamma / 8$, тс·м		0	0	0	0	0
	$M_i = M_0 + M_p$, тс·м		-3,103	-3,103	-3,103	-3,103	-3,103
В2	Опорные моменты		$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = -10,342$ тс·м				
	$(M_1 - M_2) \xi$		0	0	0	0	0
	$M_1 - M_2 - (M_2 - M_1) \xi$, тс·м		-10,342	-10,342	-10,342	-10,342	-10,342
	$M_p = p_1 l^2 \gamma / 8$, тс·м		0	13,851	18,468	13,851	0
	$M_i = M_0 + M_p$, тс·м		-10,342	3,509	8,126	3,509	-10,342

Продолжение табл. 4.8

ВЗ	Пролеты		Средний пролет $l_k = 6,0$ м				
	Номер сечения		0	1	2	3	4
	Опорные моменты		$M_1 = M_3 = -15,218$ тс · м				
			$M_1 = M_3 = -8,717$ тс · м				
	$(M_{II} - M_{II}) \xi$		0	-1,625	-3,251	-4,876	-6,501
	$M_p = M_1 - (M_{II} - M_{II}) \xi$, тс · м		-15,218	-13,593	-11,968	-10,342	-8,717
	$M_0 = p_1 l^2 \gamma / 8$, тс · м		0	13,851	18,468	13,851	0
$M_i = M_0 + M_p$, тс · м		-15,218	0,258	6,500	3,509	-8,717	
Сочетание нагрузок	П + В1, тс · м		-12,392	-2,716	0,510	-2,716	-12,392
	П + В2, тс · м		-19,631	3,896	11,739	3,896	-19,631
	П + В3, тс · м		-24,507	0,645	10,113	3,896	-18,006
	M_{min} , тс · м		-24,507	-2,716	0,510	-2,716	-19,631
	M_{max} , тс · м		-12,392	3,896	11,739	3,896	-12,392
Эпюр моментов		Перераспределение моментов в ригеле					
П + В1	Номер сечения		0	1	2	3	4
	В упругой стадии		-12,392	-2,716	0,510	-2,716	-12,392
	Дополнительная		-9,866	-9,865	-9,865	-9,865	-9,865
Перераспределенная		-22,258	-12,582	-10,376	-12,582	-22,258	
П + В2	В упругой стадии		-19,631	3,896	11,739	3,896	-19,631
	Дополнительная		-2,627	-2,627	-2,627	-2,627	-2,627
	Перераспределенная		-22,258	1,269	9,112	1,269	-22,258
П + В3	В упругой стадии		24,507	0,645	10,113	3,896	18,006
	Дополнительная		2,249	0,624	-1,002	-2,627	-4,252
	Перераспределенная		-22,258	1,269	9,111	1,269	-22,258
Ограничить обменной M_{min} , тс · м		-22,258	-12,582	-10,374	-12,582	-22,258	
После распределения M_{max} , тс · м		-	1,269	9,111	1,269	-	

После определения эпюры моментов от постоянной нагрузки (П) и трех вариантов загрузки временной нагрузкой (В1, В2, В3) подсчитываются моменты от сочетания (П + В1), (П + В2) и (П + В3).

Перераспределение моментов основано на принципах метода предельного равновесия. Рекомендуется перераспределить усилия в целях возможного уменьшения опорных моментов, что одновременно позволяет уменьшить и моменты в пролетных сечениях.

При перераспределении моментов допускается уменьшение их значений до 30 %, чтобы не превышать предельно допустимую ширину раскрытия трещин $\sigma_{cre} = 0,3$ мм. Одновременно добиваются, чтобы максимальный момент в пролетном сечении не превышал значения нового перераспределенного момента у опоры. На рис. 4.10 показана последовательность перераспределения для сочетания нагрузок П + В3. Аналогично перераспределяются моменты и для других сочетаний нагрузок.

Например, для сочетания нагрузок П + В3 в крайнем пролете:

$$\Delta M_{12} = - (M_{12} + M_2) / 1,5 = - (-31,346 + 17,714) / 1,5 = 9,088 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $\Delta M_{12} = -31,346$ тс · м – момент в упругой стадии у опоры 2 слева;

$M_2 = 17,714$ тс · м – момент в упругой стадии в сечении 2 (см. рис. 4.10 и табл. 4.7); 1,5 – коэффициент, выравнивающий моменты M_2 и M_{12} .

Перераспределенный момент:

$M'_{12,л} = M_{12} + \Delta M_{12} = -31,346 + 9,088 = -22,258$ тс · м $> 0,7 M_{12}$, что обеспечивает требуемую трещиностойкость и выравнивание моментов ($M_2 = 22,258$ тс · м).

При перераспределении моментов в среднем пролете допускается абсолютное значение минимального (отрицательного) момента у опоры 2 справа $M_{21,л} = -24,507$ тс · м уменьшать до 30 %, то есть принимать $M_{21,л} / 0,7 \cdot M_{21} = -0,7 \cdot 24,507 = -17,155$ тс · м с соответствующим увеличением моментов в пролете (см. табл. 4.8). В то же время стык сопряжения крайнего и среднего пролетов на опоре 2 должен быть запроектирован из арматуры класса А-III по перераспределенному моменту у опоры 2 слева $M_{21,л} = -22,258$ тс · м. Поэтому целесообразно произвести перераспределение так, чтобы $M_{21,л} = M_{21,л} = -22,258$ тс · м (см. рис. 4.10, табл. 4.8).

4.4.4. Расчет прочности нормальных сечений ригеля

Характеристики прочности бетона класса В20 и арматуры класса А-III приведены в п. 4.4.2.

Уточняется высота сечения ригеля по опорному моменту, принимая относительную высоту сжатой зоны $\xi = x/h_0 = 0,35$ (рис. 4.11), рекомендованную по экономическим условиям.

Далее находится $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,35(1 - 0,5 \cdot 0,35) = 0,289$.

Предельное значение относительной высоты сжатой зоны (формула 25, СНиП [1])

$$\xi_{pl} = \omega / (1 + \sigma_{sk} / \sigma_{sk,pl} (1 - \omega / 1,1)) =$$

$$= 0,7564 / (1 + 3750 / 5000 (1 - 0,7564 / 1,1)) = 0,613;$$

где $\sigma_{sk} = R_{sk} = 3750 \text{ кгс/см}^2$ — напряжение в арматуре без предварительного напряжения, равное расчетному сопротивлению;

$\sigma_{sk,pl} = 5000 \text{ кгс/см}^2$ — предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, принимаемое при $\gamma_{sk} = 0,9 < 1,0$.

$\gamma_{sk} = 0,9$ — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;

$\omega = \alpha - 0,0008 R_b = 0,85 - 0,0008 \cdot 117 = 0,7564$ — характеристика сжатой зоны бетона;

$\alpha = 0,85$ — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона;

$R_b = 117 \text{ кгс/см}^2$ — расчетное сопротивление тяжелого бетона класса В20 осевому сжатию.

Задаемся в первом приближении (см. рис. 4.11) следующими данными, заменяя действительное поперечное сечение ригеля расчетным (условным) в запасе прочности:

$b = 22 \text{ см}$ — ширина сечения ригеля;

$b_f = 52 \text{ см}$ — ширина полки;

$h_f = 24 \text{ см}$ — высота полки;

$h_1 = 22 \text{ см}$ — высота балки выше полки;

$h_2 = h_1 - (h_f + h_1) = h - (24 + 22) = h - 46 \text{ см}$;

$A_s' = 5,09 \text{ см}^2$ (2 \varnothing 18 А-III) — площадь арматуры в сжатой зоне;

$a' = a_1 + 0,5 d - 2 + 0,5 \cdot 2 = 3 \text{ см}$ — расстояние от равнодействующей усилий арматуры в сжатой зоне до ближайшей грани сечения;

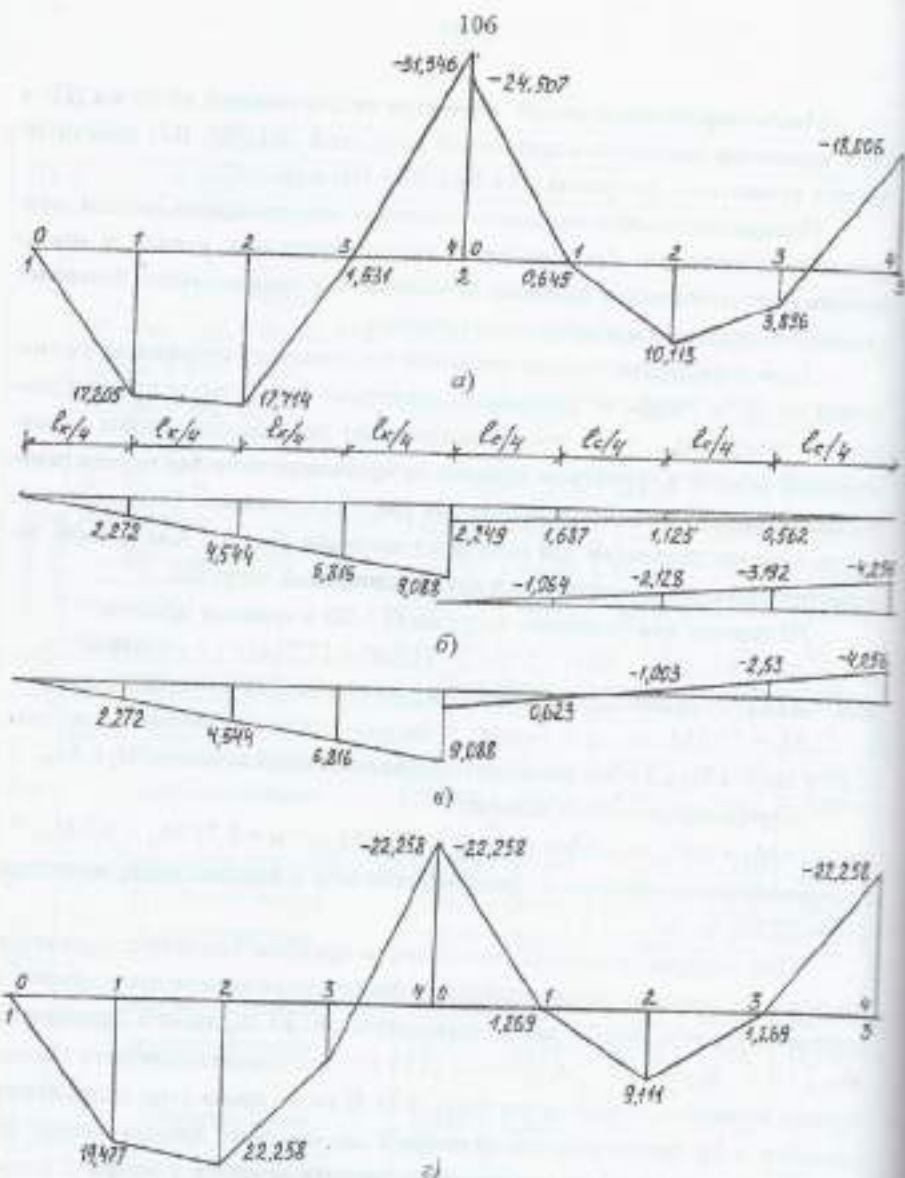
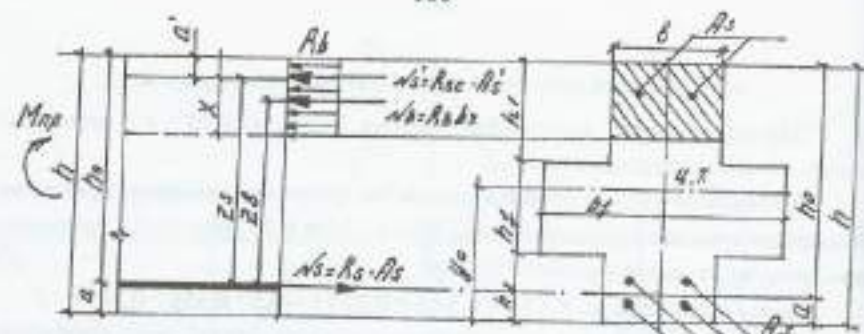
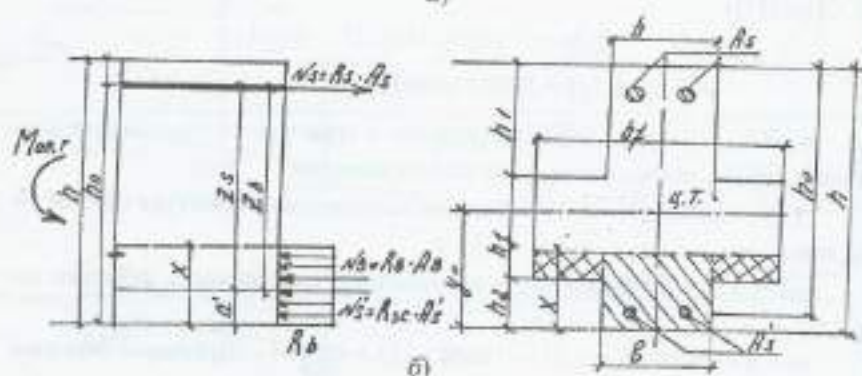


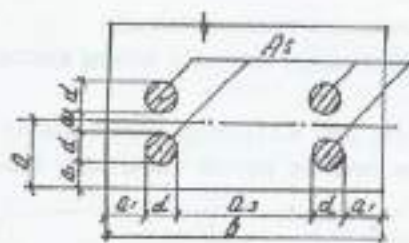
Рис. 4.10. Перераспределение моментов для сочетания нагрузок П + В3, кгс · м.
а — этор моментов в упругой системе; б — этор дополнительных моментов, приложенных к опоре 2 справа и слева; в — суммарный этор дополнительных моментов; г — этор моментов после перераспределения



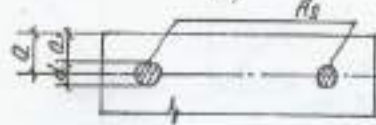
а)



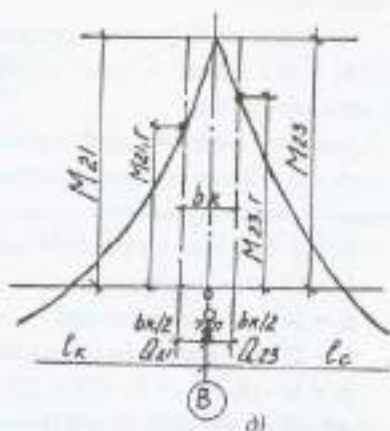
б)



в)



г)



д)

Рис. 4.11. К расчету по прочности сечений, нормальное к продольной оси рисуют: а — пролетное сечение; б — сечение у опоры; в и г — размещение рабочей арматуры в пролете и у опоры; д — расчетная схема для определения моментов по грани равновесия

$a_1 = 2$ см — толщина защитного слоя арматуры диаметром $d \leq 20$ мм;
 $a = a_1 + d + 0,5 a_2 = 2 + 2 + 0,5 \cdot 2 = 5$ см — расстояние от равнодействующей усилий арматуры диаметром $d \leq 20$ мм до ближайшей грани сечения, устанавливаемой в растянутой зоне пролетного сечения ригеля в два ряда (рис. 4.11, а, в);

$a = a_1 + 0,5 d = 3 + 0,5 \cdot 3 = 4,5$ см — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре диаметром $d \leq 30$ мм до ближайшей грани сечения, устанавливаемой в один ряд (см. рис. 4.11, б, г) в соответствии с требованиями СНиП ([1], п. 5.5).

Определяются опорные моменты, приходящиеся за расчетные, в самом опасном сечении по граням колонны 2 (см. рис. 4.11, д):

$$Q_{21} = -0,5 (g_1 + p_1) l_k + M_{21} / l_k =$$

$$= -0,5 (2,867 + 4,104) 6,19 - 22,258 / 6,19 = -25,171 \text{ тс};$$

$$M_{21r} = M_{21} - Q_{21} h_{col} / 2 = -22,258 + 25,258 + 25,173 \cdot 0,3 / 2 =$$

$$= -18,482 \text{ тс} \cdot \text{м} = -1848200 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$Q_{23} = -0,5 (g_1 + p_1) l_c - 0,5 (2,867 + 4,104) 6 = -20,913 \text{ тс};$$

$$M_{23r} = M_{23} - Q_{23} h_{col} / 2 = -22,258 + 20,913 \cdot 0,3 / 2 =$$

$$= -19,121 \text{ тс} \cdot \text{м} = -1912100 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

Здесь $M_{21} = M_{23} = -22,258$ тс · м — моменты у опоры 2 слева и справа (см. табл. 4.7 и 4.8).

Требуется рабочая высота сечения:

$$h_0 = \sqrt{\frac{|M|_{23,r}}{\alpha_m b \gamma_b \gamma_s R_b}} = \sqrt{\frac{1912100}{0,289 \cdot 22 \cdot 0,9 \cdot 117}} = 53,44 \text{ см};$$

$$h = h_0 + a = 53,44 + 4,5 = 57,94 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем в сечении у опоры $h = 60$ см;

$$h_0 = h - a = 60 - 4,5 = 55,5 \text{ см (см. рис. 4.11, б, г)};$$

в пролетном сечении $h_0 = h - a = 60 - 5 = 55$ см (см. рис. 4.11, а, в).

Крайний ригель (см. рис. 4.10, з; рис. 4.11, а).

Определяется максимальный пролетный момент:

$$M_{max} = q_1 (l_k x_1 - x_1^2) / 2 + M_1 + (M_1 - M_2) x_1 / l_k,$$

где $M_0 = M_{12} = 0$; $M_n = M_{11} = -22,258 \text{ тс} \cdot \text{м}$;

x_1 — ордината сечения, где пролетный момент достигает максимального значения;

$$q_1 = g_1 + p_1 = 2,867 + 4,104 = 6,971 \text{ тс/м};$$

$$\frac{dM}{dx} = Q_x = 0 = \frac{q_1 l_k}{2} - q_1 x_1 + \frac{M_n - M_0}{l_k}.$$

Отсюда

$$x_1 = l_k / 2 + (M_n - M_0) / (l_k q_1) = l_k / 2 + M_n / (l_k q_1) = 6,19 / 2 - 22,258 / (6,19 \cdot 6,971) = 2,579 \text{ м};$$

$$M_{\text{max}} = q_1 (l_k x_1 - x_1^2) / 2 =$$

$$= (q_1 / 2) [l_k (l_k / 2 + (M_n - M_0) / l_k q_1) - (l_k / 2 + (M_n - M_0) / l_k q_1)^2] = - q_1 / 2 [q_1^2 l_k^2 / 4 - (M_n - M_0)^2 / l_k^2] / q_1^2;$$

$$\Delta M_{11} = (M_n - M_0) x_1 / l_k = (M_n - M_0) (l_k / 2 + (M_n - M_0) / l_k q_1) / l_k = q_1 / 2 [(M_n - M_0) / q_1 + 2 (M_n - M_0)^2 / q_1^2 l_k^2];$$

$$M_{\text{max}} = M_{\text{max}} + \Delta M_{11} + M_n =$$

$$= q_1 / 2 [l_k^2 / 4 - (M_n - M_0)^2 / l_k^2 + (M_n - M_0) q_1 + 2 (M_n - M_0)^2 / l_k^2] / q_1^2 + M_n = [q_1 l_k / 2 + (M_n - M_0) / l_k]^2 / 2 q_1 = Q_{12}^2 / 2 q_1 = [6,971 \cdot 6,19 / 2 - 22,258 / 6,19]^2 / 2 \cdot 6,971 = 23,186 \text{ тс} \cdot \text{м} = 2318600 \text{ кгс} \cdot \text{см} \quad (M_0 = 0).$$

Вычисляется требуемая площадь арматуры, для чего предварительно назначается арматура в сжатой верхней зоне сечения $x = x_1$:

$$2 \text{ } \varnothing 14 \text{ А-III } A'_s = 3,08 \text{ см}^2;$$

$$\alpha_m = (M_{\text{max}} - R_{sc} A'_s (h_0 - a')) / (b h_0^2 \gamma_{02} R_b) = (2318600 - 3750 \cdot 3,08 (55 - 3)) / (22 \cdot 55^2 \cdot 0,9 \cdot 117) = 0,245;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,286; \quad x = \xi h_0 = \xi \cdot 55 = 15,72 \text{ см};$$

$$A_s = \gamma_{02} R_b b h_0 \xi / R_s + A'_s = 0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 55 \cdot 0,286 / 3750 + 3,08 = 12,79 \text{ см}^2 > 12,56 \text{ см}^2 \quad (4 \text{ } \varnothing 20 \text{ А-III}).$$

Поэтому увеличивается площадь арматуры в сжатой зоне: $2 \text{ } \varnothing 18 \text{ А-III } A'_s = 5,09 \text{ см}^2$.

Тогда:

$$\alpha_m = (M_{\text{max}} - R_{sc} A'_s (h_0 - a')) / (b h_0^2 \gamma_{02} R_b) = 2318600 - 3750 \cdot 5,09 (55 - 3) / 22 \cdot 55^2 \cdot 0,9 \cdot 117 = 0,189;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,189} = 0,217;$$

$$A_s = (\gamma_{02} R_b b h_0 \xi / R_s) + A'_s = 0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 55 \cdot 0,217 / 3750 + 5,09 = 12,28 \text{ см}^2.$$

Принимается $4 \text{ } \varnothing 20 \text{ А-III}$ с $A_s = 12,56 \text{ см}^2$.

Если принять $A'_s = 4,02$ ($2 \text{ } \varnothing 16 \text{ А-III}$), то:

$$\alpha_m = (M_{\text{max}} - R_{sc} A'_s (h_0 - a')) / (b h_0^2 \gamma_{02} R_b) = (2318600 - 3750 \cdot 4,02 (55 - 3)) / (22 \cdot 55^2 \cdot 0,9 \cdot 117) = 0,219;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,219} = 0,25;$$

$$A_s = (\gamma_{02} R_b b h_0 \xi / R_s) + A'_s = 0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 55 \cdot 0,25 / 3750 + 4,02 = 12,53 \text{ см}^2.$$

Окончательно принимается в пролетных сечениях крайнего ригеля $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ ($4 \text{ } \varnothing 20 \text{ А-III}$) и $A'_s = 4,02 \text{ см}^2$ ($2 \text{ } \varnothing 16 \text{ А-III}$).

Сечение 3.

$$M_3 = 8,374 \text{ тс} \cdot \text{м} = 837400 \text{ кгс} \cdot \text{см} \quad (\text{см. табл. 4.7});$$

$$\alpha_m = M_3 - R_{sc} A'_s (h_0 - a') / (b h_0^2 \gamma_{02} R_b) = 837400 - 3750 \cdot 4,02 \cdot 52 / (22 \cdot 55^2 \cdot 0,9 \cdot 117) = 0,0076;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0076} = 0,00763;$$

$$A_s = (\gamma_{02} R_b b h_0 \xi / R_s) + A'_s = 0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 55 \cdot 0,00763 / 3750 + 4,02 = 4,28 \text{ см}^2.$$

Остаются два стержня $2 \text{ } \varnothing 20 \text{ А-III}$ $A_s = 6,28 \text{ см}^2$, а остальные два — обрываются.

Сечение у опоры 2 слева (см. рис. 4.11, б, з).

$$M_{2,л} = -18,482 \text{ тс} \cdot \text{м} = -1848200 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$h_0 = 55,5 \text{ см}; 2 \varnothing 20 \text{ А-III } A'_s = 6,28 \text{ см}^2.$$

$$\alpha_m = (M_{2,л} - R_{sc} A'_s (h_0 - a')) / (b h_0^2 \gamma_{02} R_b) = \\ = (1848200 - 3750 \cdot 6,28 (55,5 - 3)) / (22 \cdot 55,5^2 \cdot 0,9 \cdot 117) = 0,08574;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,08574} = 0,08977;$$

$$x = \xi h_0 = \xi \cdot 55,5 = 4,98 \text{ см} < h_2 = 14 \text{ см},$$

то есть нейтральная ось расположена ниже свесов полки и, следовательно, сжатая зона прямоугольного сечения с шириной $b = 22$ см;

$$A_s = (\gamma_{02} R_b b h_0 \xi / R_s) + A'_s =$$

$$= 0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 55,5 \cdot 0,08977 / 3750 + 6,28 = 9,7 \text{ см}^2.$$

Принимается армирование в один ряд $2 \varnothing 25$ А-III с $A_s = 9,82 \text{ см}^2$, что позволяет передавать растяжение от опорных моментов через колонну с крайнего на средний ригель (а наоборот) двумя стыковыми стержнями.

Средний ригель (см. рис. 4.10, з; рис. 4.11; табл. 4.8).

Пролетное сечение.

Так как $M_{2л} = M_{2п} = -22,258 \text{ тс} \cdot \text{м}$, максимальный пролетный момент будет в середине пролета ригеля (сечение 2):

$$M_2 = M_{\max} = 9,111 \text{ тс} \cdot \text{м} = 911100 \text{ кгс} \cdot \text{см},$$

$$h_0 = h - a = 60 - 5 = 55 \text{ см (см. рис. 4.11, в)},$$

$A'_s = 3,08 \text{ см}^2$ ($2 \varnothing 14$ А-III) — площадь арматуры в верхней сжатой зоне, которая принимается в первом приближении;

$$\alpha_m = (M_{\max} - R_{sc} A'_s (h_0 - a')) / (b h_0^2 \gamma_{02} R_b) = \\ = 911100 - 3750 \cdot 3,08 (55 - 3) / (22 \cdot 55^2 \cdot 0,9 \cdot 117) = 0,0443;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0443} = 0,045;$$

$$A_s = (\gamma_{02} R_b b h_0 \xi / R_s) + A'_s =$$

$$= 0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 55 \cdot 0,045 / 3750 + 3,08 = 4,59 \text{ см}^2.$$

Учитывая, что в пролетных сечениях от различных сочетаний определены как положительный $M_{\max} = 9,111 \text{ тс} \cdot \text{м}$, так и отрицательный

$M_{\min} = -12,582 \text{ тс} \cdot \text{м}$ моменты (см. табл. 4.8), целесообразно назначить верхнюю и нижнюю арматуру по два стержня в один ряд:

$$a = a' = 3 \text{ см}; h_0 = h - a = 60 - 3 = 57 \text{ см}; h_0 - a' = 57 - 3 = 54 \text{ см}.$$

Предварительно принимается $A'_s = 4,02 \text{ см}^2$, $2 \varnothing 16$ А-III. Тогда:

$$\alpha_m = (M_{\min} - R_{sc} A'_s (h_0 - a')) / (b h_0^2 \gamma_{02} R_b) = \\ = (1258200 - 3750 \cdot 4,02 \cdot 54) / (22 \cdot 57^2 \cdot 0,9 \cdot 117) = 0,059;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,059} = 0,06086;$$

$$A_s = (\gamma_{02} R_b b h_0 \xi / R_s) + A'_s =$$

$$= 0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 57 \cdot 0,06086 / 3750 + 4,02 = 6,16 \text{ см}^2.$$

Принимается $2 \varnothing 20$ А-III $A_s = 6,28 \text{ см}^2$.

Сечение 2 рассчитывается на $M_{\max} = 9,111 \text{ тс} \cdot \text{м} = 911100 \text{ кгс} \cdot \text{см}$ с учетом того, что арматура в верхней зоне подобрана $2 \varnothing 20$ А-III $A_s = 6,28 \text{ см}^2$:

$$\alpha_m = (M_{\max} - R_{sc} A'_s (h_0 - a')) / (b h_0^2 \gamma_{02} R_b) = \\ = 911100 - 3750 \cdot 6,28 \cdot 54 / (22 \cdot 57^2 \cdot 0,9 \cdot 117) = -0,0479;$$

Бетон на сжатие не работает, так как все сжатие передается на арматуру A'_s . Поэтому

$$A_s = M_{\max} / (R_s (h_0 - a')) = 911100 / (3750 \cdot 54) = 4,5 \text{ см}^2.$$

Принимается $2 \varnothing 18$ А-III $A_s = 5,09 \text{ см}^2$.

Если арматуру в сжатой зоне не учитывать, то:

$$\alpha_m = M_{\max} / (b h_0^2 \gamma_{02} R_b) = 911100 / (22 \cdot 57^2 \cdot 0,9 \cdot 117) = 0,121;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,121} = 0,129;$$

$$A_s = \gamma_{02} R_b b h_0 \xi / R_s = 0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 57 \cdot 0,129 / 3750 = 4,56 \text{ см}^2.$$

Остается $2 \varnothing 18$ А-III с $A_s = 5,09 \text{ см}^2$.

4.4.5. Расчет прочности наклонных сечений

Максимальная поперечная сила у опоры 2 слева $Q_{2л} = 25,171 \text{ тс} = 25171 \text{ кгс}$.

Диаметр поперечных стержней предварительно принимается в соответствии с требованиями технологии сварки с соблюдением условия $d_{sw} \geq 0,25 d = 0,25 \cdot 25 = 6,25$ мм; принимаем $\varnothing 8$ А-III с площадью $A_s = 0,509$ см²; d_{sw} – диаметр поперечных стержней; $d = 25$ мм – диаметр продольных стержней. При классе арматуры А-III расчетное сопротивление арматуры поперечных стержней растяжению $R_{sw} = 2906$ кгс/см² (СНиП [1], табл. 22). Так как $d_{sw}/d = 8/25 = 0,32 < 1/3 \approx 0,33$, вводится коэффициент условия работы арматуры $\gamma_s = 0,9$ (СНиП [1], табл. 24), а расчетное сопротивление уменьшается:

$$R_{sw} = 2906 \cdot 0,9 = 2615,4 \text{ кгс/см}^2.$$

В соответствии с требованиями СНиП ([1] п. 5.27) поперечная арматура в балочных и плитных конструкциях на пропорных участках, равных при равномерно распределенной нагрузке 1/4 пролета, устанавливается при высоте элемента свыше 450 мм с шагом не более $h/3$. Для рассматриваемого примера принимается шаг $s = h/3 = 60/3 = 20$ см. В средней части пролета устанавливается шаг поперечных стержней из условия, что

$$s \leq \frac{3h}{4} = 60 \cdot \frac{3}{4} = 45 \text{ см.}$$

Расчет прочности можно вести по методике СНиП ([1], п.п. 3.29, 3.30, 3.31). Сначала определяются следующие данные: площадь сечения поперечных стержней, расположенных в одной нормалью к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение, для двух карасов:

$$A_{sw} = 2 A_s = 2 \cdot 0,509 = 1,018 \text{ см}^2;$$

$\alpha = E_s / E_b = 2 \cdot 10^6 / 2,75 \cdot 10^4 = 7,2727$ – отношение модуля упругости арматуры класса А-III $E_s = 2 \cdot 10^6$ кгс/см² и начального модуля упругости бетона класса В20;

$\mu_{sw} = A_{sw} / (b \cdot s) = 1,018 / (22 \cdot 20) = 0,0023$ – коэффициент армирования поперечных стержней;

$\beta = 0,001$ – коэффициент для тяжелого бетона;

$$\varphi_{01} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,001 \cdot 117 = 0,883;$$

$\varphi_{01} = 1 + 5 \alpha \mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 7,2727 \cdot 0,0023 = 1,084$ – коэффициент, учитывающий влияние поперечных стержней;

$\varphi_{02} = 2$ – коэффициент для тяжелого бетона;

$R_b = 9,18$ кгс/см² – расчетное сопротивление бетона класса В20 осевому растяжению;

$h_0 = 55,5$ см – рабочая высота сечения пропорной части ригеля;

$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 2600 \cdot 1,018 / 20 = 132,34$ кгс/см – усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента.

Длина проекции опасной наклонной трещины c_0 ($h_0 \leq c_0 \leq 2 h_0$):

$$c_0 = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{1244174,6 / 132,34} = 96,96 \text{ см};$$

$c_0 > h_0 = 55,5$ см, но меньше $2 h_0 = 111$ см;

$$M_b = \varphi_{02} R_b b h_0^2 = 2 \cdot 9,18 \cdot 22 \cdot 55,5^2 = 1244174,6 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$q_1 = q = g + p = 2,867 + 4,104 = 6,971$ тс/м = 69,7 кгс/см, если действует равномерно распределенная нагрузка.

Длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента:

$$c = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{1244174,6 / 69,7} = 133,6 \text{ см} > c_0 = 96,6 \text{ см.}$$

Поперечное усилие Q_b , воспринимаемое бетоном:

$$Q_b = M / c = 1244174,6 / 133,6 = 9312,68 \text{ кгс.}$$

Поперечное усилие, воспринимаемое поперечными стержнями:

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 132,34 \cdot 96,96 = 12831,69 \text{ кгс.}$$

$$Q_b + Q_{sw} = 9312,68 + 12831,69 = 22144,37 \text{ кгс} > Q_{21} - q c = \\ = 25171 - 69,7 \cdot 133,6 = 15859,08 \text{ кгс.}$$

Условие прочности по наклонному сечению обеспечивается.

Прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами (СНиП [1], п. 3.30, формула 72):

$$0,3 \varphi_{01} \varphi_{02} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,084 \cdot 0,883 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 55,5 = 41021,06 \text{ кгс}; \\ 41021,06 \text{ кгс} > Q_{21} = 25171 \text{ кгс} - \text{условие прочности удовлетворяется.}$$

Минимальное значение поперечной силы, воспринимаемой бетоном:

$$Q_{0min} = \varphi_{02} R_b b h_0 = 0,6 \cdot 9,18 \cdot 22 \cdot 55,5 = 6725,27 \text{ кгс} < Q_b = 9312,68 \text{ кгс,}$$

где $\varphi_{02} = 0,6$ – коэффициент для тяжелого бетона.

Требование СНиП ([1], п. 3.31) удовлетворяется.

4.4.6. Конструирование ригеля

Опалубочные чертежи с размерами приведены в атласе [7]. Ригель армируется двумя плоскими каркасами КР, объединенными перед установкой в форму в пространственный каркас КП.

Расчет и конструирование стыка ригеля с колонной. Стык ригеля с колонной выполняется на ванной сварке верхних надпорных стержней и сварке закладных деталей ригеля и опорной консоли колонны (рис. 4.12).

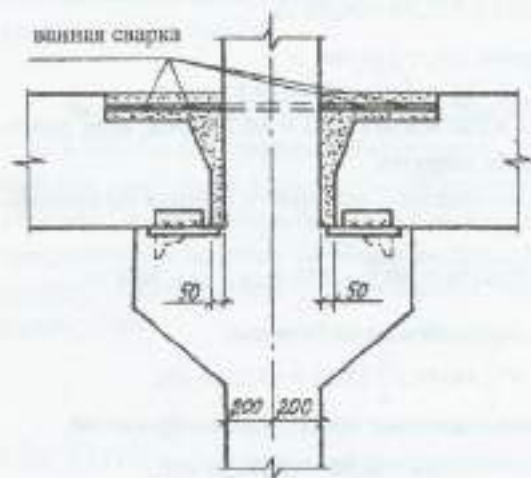


Рис. 4.12. Стык ригеля с колонной

$R_{b,loc} = \alpha \phi_b R_b = 1 \cdot 1 \cdot 117 = 117 \text{ кгс/см}^2$ - расчетное сопротивление бетона класса В20 местному сжатию;

$\alpha = 13,5 R_M / R_b = 1$ - для бетона класса ниже В25;

$\phi_b = 1$ - при местной краевой нагрузке на консоль.

Наименьший по расчету вылет консоли:

$$l_1 = l + c = 13 + 6 = 19 \text{ см,}$$

где $c = 6 \text{ см} = 60 \text{ мм}$ - зазор между торцом ригеля и гранью колонны.

Окончательно принимается $l_1 = 200 \text{ мм}$.

Расстояние от грани колонны до силы Q :

$$A = l_1 - (l/2) = 20 - 13/2 = 13,5 \text{ см.}$$

Размеры опорной консоли зависят от длины опорной площадки, равной длине закладной детали МН-1:

$$l = Q / \psi R_{b,loc} b = \frac{25171}{0,75 \cdot 117 \cdot 22} \approx 13 \text{ см,}$$

где $Q = Q_{21} = 25171 \text{ кгс}$ - максимальная поперечная сила у опоры 2 слева;

$\psi = 0,75$ - коэффициент, учитывающий неравномерное давление ригеля на опорную консоль;

Горизонтальное усилие, приложенное к сварному шву, соединяющему закладные детали ригеля МН-1 и консоли колонны МН-4:

$$N = M_{21,r} / z = 2225800 / 55,5 = 40104,5 \text{ кгс,}$$

где $M_{21,r} = 22,258 \text{ тс} \cdot \text{м}$ - перераспределенный момент у грани колонны 2 слева;

$z = h_c = h - a = 60 - 4,5 = 55 \text{ см}$ - расстояние между центрами тяжести стыкового стержня и сварного шва, длина которого определяется по следующей формуле:

$$l_w = (N - T) / (R_{wf} \beta_f k_f \gamma_{wf} \gamma_s) = \frac{(40104,5 - 3775,65)}{(1672 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9)} = 24,14 \text{ см,}$$

где $T = Q_{12} f = 25171 \cdot 0,15 = 3775,65 \text{ кгс}$ - сила трения;

$f = 0,15$ - коэффициент трения стали о сталь;

$\beta_f = 1,0$ - коэффициент, зависящий от прочности стали, вида сварки, толщины катета швов ($\beta_f = 0,7 \dots 1,15$);

$k_f = t = 1 \text{ см} = 10 \text{ мм}$ - катет шва;

$R_{wf} = 0,55 R_{wmax} / \gamma_{wm} = 0,55 \cdot 3800 / 1,25 = 1672 \text{ кгс/см}^2$ - расчетное сопротивление сварного соединения с угловыми швами на срез (условный);

$R_{wmax} = 3800 \text{ кгс/см}^2$ - временное сопротивление разрыву металла шва;

$\gamma_{wm} = 1,25$ - коэффициент надежности по материалу шва.

Принимается два фланговых шва по 12 см каждый $l_{ш} = 12 \cdot 2 = 24 \text{ см}$, что меньше $2l = 2 \cdot 13 = 26 \text{ см}$, где $l = 13 \text{ см}$ - длина закладной детали ригеля МН-1.

Конструирование арматуры крайнего ригеля. Два продольных стержня ($2 \text{ } \varnothing 20 \text{ А-III } A_s = 6,28 \text{ см}^2$) по одному с каждого каркаса обрываются в соответствии с изменением огибающего эпюра моментов и по эпюру арматуры (материалов), а остальные два проектируются на всю длину ригеля. Обрываемые стержни для полного использования их прочности заводят за место теоретического обрыва на длину заделки w .

Эпюр арматуры строится на огибающем эпюре изгибающих моментов и графически описывает по длине ригеля (балки) изменение значений моментов, которые могут воспринять сечения с учетом принятой по расчету арматуры (рис. 4.13).

Момент, воспринимаемый сечением крайнего ригеля с арматурой $4 \text{ } \varnothing 20 \text{ А-III } A_s = 12,56 \text{ см}^2$ в растянутой (нижней) зоне и $2 \text{ } \varnothing 16 \text{ А-III } A'_s = 4,02 \text{ см}^2$ в сжатой (верхней) зоне, определяется по следующему алгоритму:

$$\begin{aligned}\xi &= R_s A_s - R_{sc} A'_s / (\gamma_{s2} R_b b h_0) = \\ &= 3750 (12,56 - 4,02) / (0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 55) = 0,251; \\ \alpha_m &= \xi (1 - 0,5 \xi) = 0,251 (1 - 0,5 \cdot 0,251) = 0,22; \\ M(4 \varnothing 20) &= \alpha_m b h_0^2 \gamma_{s2} R_b + A'_s R_{sc} (h_0 - a') = \\ &= 0,22 \cdot 22 \cdot 55^2 \cdot 0,9 \cdot 117 + 4,02 \cdot 3750 (55 - 3) = \\ &= 2323915,8 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 23,239 \text{ тс} \cdot \text{м}.\end{aligned}$$

Проводится на эпюрегибающих моментов параллельно оси линия до места теоретического обрыва, т.е. до сечения, где воспринимается момент с 2 $\varnothing 20$ А-III $A'_s = 6,28 \text{ см}^2$:

$$\begin{aligned}\xi &= (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (\gamma_{s2} R_b b h_0) = \\ &= 3750 (6,28 - 4,02) / (0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 57) = 0,064; \\ \alpha_m &= \xi (1 - 0,5 \xi) = 0,064 (1 - 0,5 \cdot 0,064) = 0,062; \\ M(2 \varnothing 20) &= \alpha_m b h_0^2 \gamma_{s2} R_b + A'_s R_{sc} (h_0 - a') = \\ &= 0,062 \cdot 22 \cdot 57^2 \cdot 0,9 \cdot 117 + 4,02 \cdot 3750 (57 - 3) = \\ &= 1443622,6 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 14,436 \text{ тс} \cdot \text{м}.\end{aligned}$$

При определении отрицательного момента, который воспринимается сечением ригеля с верхней рабочей арматурой 2 $\varnothing 16$ А-III $A'_s = 4,02 \text{ см}^2$, учитывается то, что в сжатой (нижней) зоне сечения $A'_s = 12,56 \text{ см}^2$ (4 $\varnothing 20$ А-III): $M(2 \varnothing 16) = -R_s A_s (h_0 - a') = -3750 \cdot 4,02 \times (55,5 - 3) = -761287,5 \text{ кгс} \cdot \text{см} = -7,613 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

Момент, воспринимаемый сечением ригеля у грани опоры 3 с арматурой 2 $\varnothing 25$ А-III ($A_s = 9,8 \text{ см}^2$) и 2 $\varnothing 20$ А-III ($A'_s = 6,28 \text{ см}^2$):

$$\begin{aligned}\xi &= (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (\gamma_{s2} R_b b h_0) = \\ &= 3750 (9,82 - 6,28) / (0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 55,5) = 0,103; \\ \alpha_m &= \xi (1 - 0,5 \xi) = 0,103 (1 - 0,5 \cdot 0,103) = 0,0979; \\ M(2 \varnothing 25) &= -(\alpha_m b h_0^2 \gamma_{s2} R_b + A'_s R_{sc} (h_0 - a')) = \\ &= -(0,0979 \cdot 22 \cdot 55,5^2 \cdot 0,9 \cdot 117 + 6,28 \cdot 3750 (55,5 - 3)) = \\ &= -1935101,9 \text{ кгс} \cdot \text{см} = -19,351 \text{ тс} \cdot \text{м} > M_{1,2} = -18,482 \text{ тс} \cdot \text{м}.\end{aligned}$$

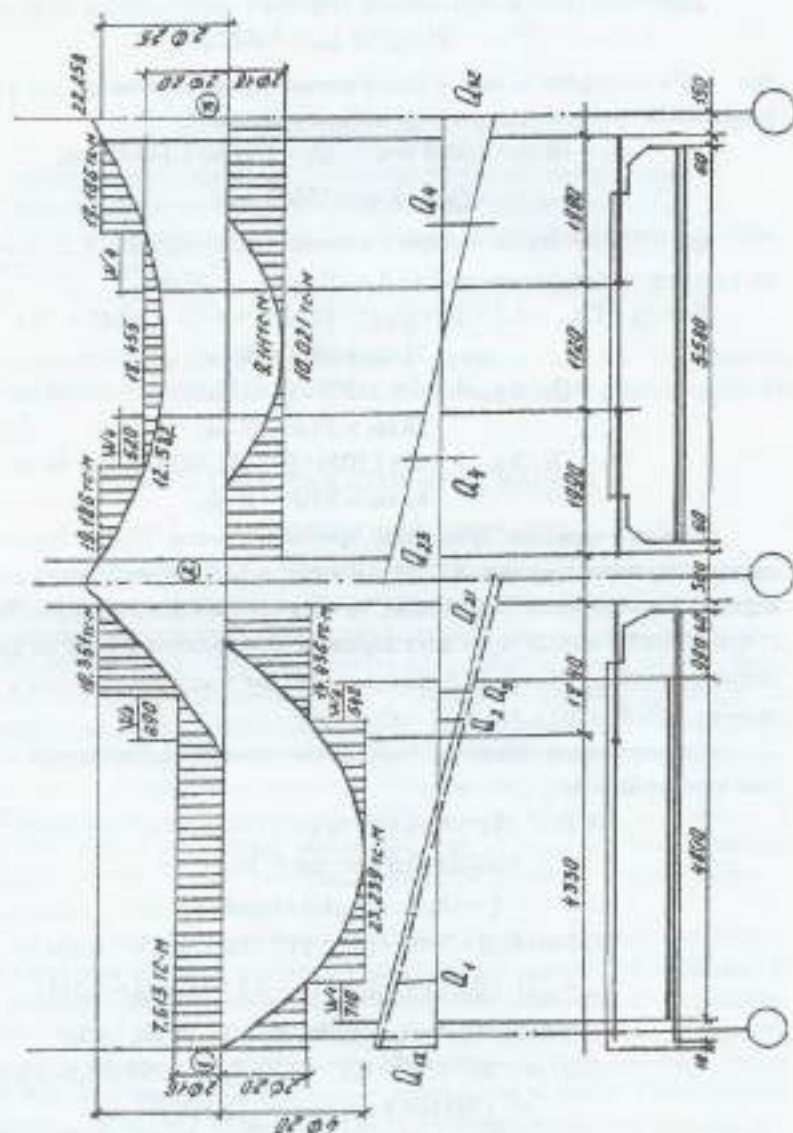


Рис. 4.13. Построение эпюры арматуры

Длина анкеровки обрываемых стержней определяется по формуле

$$W = Q / 2 q_{sv} + 5d > 20d,$$

где Q — поперечная сила в месте теоретического обрыва (см. рис. 4.13), определяемая графически по эпюре поперечных сил:

$$Q_1 = 16 \text{ тс} = 16000 \text{ кгс}; \quad Q_2 = 11,5 \text{ тс} = 11500 \text{ кгс};$$

$$Q_3 = 15 \text{ тс} = 15000 \text{ кгс};$$

$q_{sv} = 132,34 \text{ кгс/см}$ — усилие в поперечных стержнях в двух каркасах на единицу длины элемента ($2 \text{ } \varnothing 8 \text{ А-III}$, шаг $s = 20 \text{ см}$);

$$W_1 = Q_1 / 2 q_{sv} + 5d = 16000 / (2 \cdot 132,34) + 5 \cdot 2 = 60,45 + 10 = 71 \text{ см};$$

$$71 \text{ см} > 20d = 40 \text{ см};$$

$$W_2 = Q_2 / 2 q_{sv} + 5d = 11500 / (2 \cdot 132,34) + 5 \cdot 2 = 54 \text{ см};$$

$$54 \text{ см} > 20d = 40 \text{ см};$$

$$W_3 = Q_3 / 2 q_{sv} + 5d = 15000 / (2 \cdot 132,34) + 5 \cdot 2 = 69 \text{ см};$$

$$69 \text{ см} > 20d = 50 \text{ см}.$$

Конструирование арматуры среднего ригеля. Проектируются два каркаса. Нижние стержни $2 \text{ } \varnothing 18 \text{ А-III}$ с $A_s = 5,09 \text{ см}^2$ по одному в каждом каркасе используются без обрыва, то есть по всей длине ригеля. Верхние стержни также по одному в двух каркасах свариваются в стык из трех элементов: по краям из $2 \text{ } \varnothing 25 \text{ А-III}$ с $A_s = 9,82 \text{ см}^2$ с каждой стороны и в середине из $2 \text{ } \varnothing 20 \text{ А-III}$ с $A_s = 6,28 \text{ см}^2$.

Определяются моменты, воспринимаемые сечением ригеля с принятым армированием:

$$M(2 \text{ } \varnothing 18) = R_s A_s (h_0 - a') = 3750 \cdot 5,09 (57 - 4,5) =$$

$$= 1002093,8 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 10,021 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

$$\xi = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (\gamma_{R2} R_b b h_0) =$$

$$= 3750 (6,28 - 5,09) / (0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 55,5) = 0,0347;$$

$$\alpha_m = \xi (1 - 0,5 \xi) = 0,0347 (1 - 0,5 \cdot 0,0347) = 0,0341;$$

$$M(2 \text{ } \varnothing 20) = -\alpha_m b h_0^2 \gamma_{R2} R_b + A'_s R_{sc} (h_0 - a') =$$

$$= - (0,0341 \cdot 22 \cdot 55,5^2 \cdot 0,9 \cdot 117 + 5,09 \cdot 3750 (55,5 - 3)) =$$

$$= - 1245464,5 \text{ кгс} \cdot \text{см} = - 12,455 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$\xi = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (\gamma_{R2} R_b b h_0) =$$

$$= 3750 (9,82 - 5,09) / (0,9 \cdot 117 \cdot 22 \cdot 55,5) = 0,138;$$

$$\alpha_m = \xi (1 - 0,5 \xi) = 0,138 (1 - 0,5 \cdot 0,138) = 0,128;$$

$$M(2 \text{ } \varnothing 25) = -\alpha_m b h_0^2 \gamma_{R2} R_b + A'_s R_{sc} (h_0 - a') =$$

$$= - (0,128 \cdot 22 \cdot 55,5^2 \cdot 0,9 \cdot 117 + 5,09 \cdot 3750 (55,5 - 3)) =$$

$$= - 1918619,7 \text{ кгс} \cdot \text{см} = - 19,186 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Строится эпюра арматуры (материалов) для среднего ригеля.

Графически по эпюре Q определяется $Q_4 = 10500 \text{ кгс}$.

Длина анкеровки обрываемого стержня, воспринимающего растяжение у опоры 2 справа, $d = 25 \text{ см}$:

$$W_4 = Q_4 / 2 q_{sv} + 5d = 10500 / (2 \cdot 132,34) + 5 \cdot 2,5 = 52 \text{ см};$$

$$52 \text{ см} > 20d = 50 \text{ см}.$$

Окончательный эпюр арматуры с длинами заделки оборванных стержней со схемой продольного армирования ригелей представлена на рис. 4.11.

Раздел 5. СБОРНАЯ КОЛОННА КАРКАСА

5.1. Указания по проектированию

В железобетонных конструкциях все сжатые элементы рассчитываются как внецентренно сжатые. Это обусловлено тем, что кроме фактического эксцентриситета приложения сжимающей силы $e_0 = M/N$ в железобетонном элементе (ввиду несовершенства его геометрических форм, отклонения фактических размеров сечений от проектных, неоднородности бетона) геометрический и физический центры тяжести сечения не совпадают, и поэтому в расчет дополнительно вводят так называемый случайный эксцентриситет e_s . Суммарный эксцентриситет составит $e_0 = M/N + e_s$.

При приложении сжимающей силы по оси элемента $e_0 = M/N = 0$ учитывают только случайный эксцентриситет $e_s = e_{0s}$, и элемент можно рассматривать как условно центрально сжатый. К таким элементам относят колонны в зданиях с неполным каркасом.

Колонны при $e_0 = e_s$ имеют обычно квадратного сечения. Минимальное сечение сборных колонн промышленных зданий $300 \times 300 \text{ мм}$. В целях стандартизации сечения колонн назначают кратными 50 мм , например, 300×300 ; 350×350 ; $400 \times 400 \text{ мм}$ и т.д. Разрезка колонн по высоте здания может быть одноэтажной или двухэтажной. При четном числе этажей колонны верхнего этажа имеют поэтажную разрезку. Стык колонн устраивается на высоте не менее 1 м от пола перекрытия. Колонна заделывается в стакан на глубину не менее 600 мм , а отметка верха фундамента принимается не менее $-0,150 \text{ м}$.

Для опирания ригелей междуэтажных перекрытий на колонны устанавливаются двусторонние короткие консоли. Размеры консолей назначаются по расчету.

Бетон для колонн применяют не ниже класса по прочности на сжатие В 15, а для сильно нагруженных – В 25. Колонны армируют продольными стержнями диаметром не менее 12 мм из стали класса А-III и поперечными стержнями (или хомутами) из стали класса А-I или проволоки Вр-I.

При проектировании колонн надо соблюдать следующие требования:

- размеры сечения колонн должны быть такими, чтобы их гибкость l_0/h не превышала 80;
- толщина защитного слоя бетона должна быть не менее 30 мм для гибкой арматуры и 50 мм для жесткой арматуры;
- армирование ствола колонн осуществляется только пространственными каркасами, при этом поперечные стержни устанавливаются без расчета.

Для предотвращения бокового выщипывания продольных стержней при сжатии расстояние между поперечными стержнями принимается не более 20 диаметров наименьшего стержня продольной арматуры. В колоннах, где насыщение продольной арматурой превышает 3 %, хомуты ставятся на расстоянии не более 10 d и не более 300 мм.

Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах должен удовлетворять условиям свариваемости: при диаметре продольных стержней 14... 20 мм обычно принимают 5 – 6 мм, при диаметре 20... 25 мм – 8 мм, при диаметре 28... 32 мм – 10 мм, при диаметре 36... 40 мм – 12 мм.

Закладные металлические детали не должны выступать за плоскость грани элемента; их надо приваривать к рабочей арматуре или надежно анкеровать в бетоне при помощи специальных анкерных крючков или стержней.

На практике расчет колонн при случайных эксцентриситетах ($e_0 = e_y \leq h/30$) выполняют следующим образом: предварительно назначают размеры сечения колонны, класс арматурной стали, класс бетона, коэффициент продольного изгиба и по действующей продольной силе находят площадь сечения продольной арматуры.

$$(A_y + A'_y) = \left(\frac{N}{\sigma} - R_b b h \right) \frac{l}{R_{sc}}$$

$\sigma = \sigma_{\text{пр}} + \frac{2(\sigma_{\text{пр}} - \sigma_{\text{н}}) R_{sc} (A_y + A'_y)}{R_b b h} \leq \sigma_{\text{пр}}$. Коэффициенты φ_r и φ_b принимаются по табл. 5.1.

Таблица 5.1

N_l/N	φ при l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
Коэффициент φ_r								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,85	0,81	0,78	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55
Коэффициент φ_b при $A_{\text{пр}} < (A_y + A'_y)/3$								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,90	0,87	0,84	0,80	0,75
1	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70
Коэффициент φ_b при $A_{\text{пр}} \geq (A_y + A'_y)/3$								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,80	0,75
0,5	0,92	0,91	0,90	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,80	0,74	0,66	0,58

Примечание. Для промежуточных значений N_l/N и l_0/h значения φ_r и φ_b следует принимать по интерполяции.

Затем определяют процент армирования $\mu = \frac{(A_y + A'_y)}{bh} \cdot 100$, который при правильном проектировании должен быть в пределах 1 – 3 %. Если окажется, что содержание арматуры больше 3 %, то необходимо изменить размеры сечения и повторить расчет.

5.2. Пример расчета колонны

5.2.1. Исходные данные для проектирования колонны

Здание имеет неполный каркас и возводится в III климатическом районе (рис. 5.1). Сетка колонн составляет $5,2 \times 6,5$ м. Высота этажа составляет 3,6 м. Верх фундамента находится на отметке $-0,15$ м от уровня

чистого пола. Подвал в здании отсутствует. Полезная нагрузка на перекрытие составляет $10,5 \text{ кН/м}^2$, а том числе длительная $6,3 \text{ кН/м}^2$. Вес снегового покрова, согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», составляет 1 кН/м^2 . Горизонтальная ветровая нагрузка воспринимается поперечными стенами и стенами лестничных клеток, и поэтому изгибающих моментов в колоннах от горизонтальных нагрузок не возникает. Вертикальная нагрузка на перекрытия и покрытие приложена равномерно ко всем пролетам. Следовательно, колонна является сжатым элементом со случайным эксцентриситетом. Членение колонны поэтажное, стык колонны осуществляется на высоте $1,2 \text{ м}$ от уровня пола.

Колонна изготавливается из бетона класса В 30 на первом этаже с уменьшением класса по этажам. Конкретный класс бетона для здания со 2-го по 6-й этажи принят при расчете сечения колонны.

Продольная арматура выполнена из стали класса А-III с $R_s = 365 \text{ МПа}$. Поперечная арматура назначена из стали класса А-I и устанавливается по конструктивным соображениям.

Проектированием колонны каркаса многоэтажного здания требуется установить следующее:

1. Определить нагрузки на колонны и внутренние силовые факторы в их поперечных сечениях.
2. Рассчитать колонну на прочность и определить требуемую площадь сечения рабочей арматуры.
3. Рассчитать консоли для опирания ригелей.
4. Законструировать тело колонны.

5.2.2. Определение нагрузок на колонну

Подсчет нагрузок на междуэтажные перекрытия и покрытие здания, передающих усилия на консоли колонны, в расчете на 1 м^2 сведен в табл. 5.2.

Грузовая площадь для колонны равна (см. рис. 5.1):

$$A_1 = 5,2 \cdot 6,5 = 33,8 \text{ м}^2.$$

Помимо нагрузок при расчете колонны необходимо учесть их собственный вес. Предварительно принимаем сечение колонны $40 \times 40 \text{ см}$, тогда вес колонны одного этажа составит

$$G_v = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 15,84 \text{ кН}.$$

Подсчет нагрузки на колонны по этажам в виде продольной силы выполнен в табличной форме (табл. 5.3). При этом расстояния от покрытия и перекрытия на колонны получены умножением значений величин нагрузки на 1 м^2 на грузовую площадь $A_1 = 33,8 \text{ м}^2$, с которой нагрузка передается на колонну.

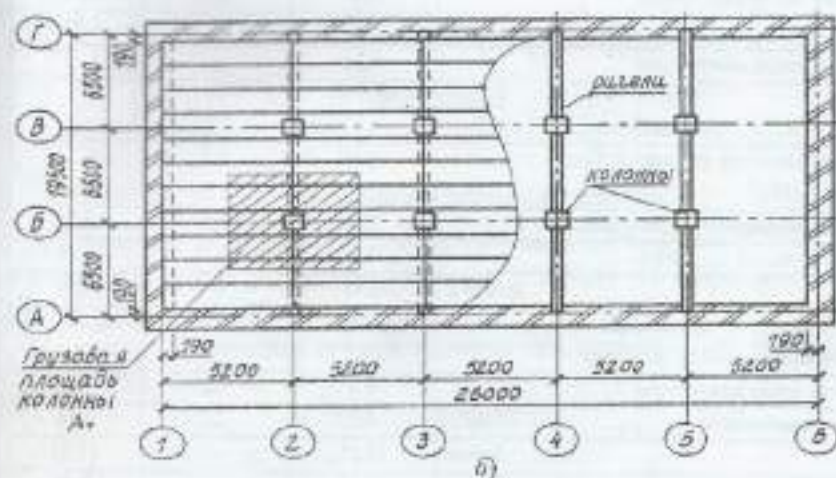
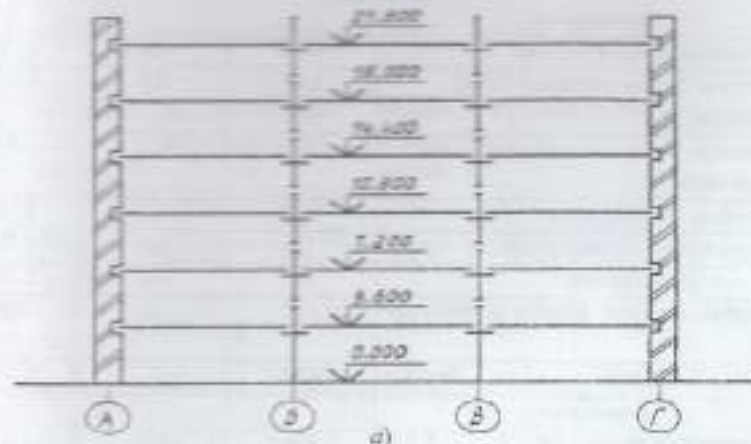


Рис. 5.1. К расчету железобетонной колонны каркаса:
а — конструктивная стена клетки; б — грузовая площадь колонны

Таблица 5.2

Вид нагрузки	Значения		
	нормативное, кН/м ²	коэффициента надежности по нагрузке γ_f	расчетное, кН/м ²
Покрытие			
<i>Постоянная</i>			
Рубероидный ковер из 4 слоев	0,16	1,2	0,192
Цементная стяжка толщиной 25 мм, $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	0,45	1,3	0,585
Утеплитель пенопласт толщиной 12 см, $\rho = 0,08 \text{ кН/м}^3$	0,1	1,2	0,12
Облачная пароизоляция	0,05	1,2	0,06
Железобетонная сборная плита	2,5	1,1	2,75
Собственный вес ригеля	1,1	1,1	1,21
Вес вентиляционных коробов и трубопроводов	0,5	1,2	0,6
Итого g	4,86	-	5,517
<i>Временная</i>			
Вес снегового покрова	1,0	1,4	1,4
В том числе длительная	0,3	1,4	0,42
Всего	3,86	-	6,917
В том числе длительная	5,16	-	5,937
Перекрытие			
<i>Постоянная</i>			
Асфальтобетон толщиной 5 см, $\rho = 21 \text{ кН/м}^3$	1,05	1,3	1,37
Железобетонная сборная плита	2,5	1,1	2,75
Собственный вес ригеля	1,1	1,1	1,21
Итого g	4,65	-	5,33
<i>Временная</i>			
Полная полезная по заданию	10,5	1,2	12,6
В том числе длительная	6,3	1,2	7,56
Кратковременная	4,2	1,2	5,04
Всего	15,15	-	17,93
В том числе длительная	10,95	-	12,89
Кратковременная	4,2	-	5,04

В табл. 5.3 все нагрузки от разных уровней приведены криволинейным образом путем последовательного суммирования сверху вниз. Значения усилий в колоннах от длительных и кратковременных нагрузок в пределах каждого этажа составят:

$$N_1^{дл} = 2379,07 + 2471,47 = 4850,54 \text{ кН}; \quad N_2^{дл} = 698,33 + 33,12 = 731,45 \text{ кН};$$

$$N_1^{кр} = 12,89 + 33,8 = 46,69 \text{ кН}; \quad N_2^{кр} = 5,04 + 33,8 = 38,84 \text{ кН}.$$

Таблица 5.3

Номер этажа	Расчетная схема колонны	Длительная и кратковременная нагрузки, кН		Собственный вес колонны	Расчетная суммарная нагрузка, кН		
		длительная	кратковременная		длительная	кратковременная	полная
6		290,67	33,12	15,4	216,07	33,12	249,19
5		636,35	203,47	30,8	667,15	203,47	870,62
4		1072,03	373,82	46,2	1118,23	373,82	1492,05
3		1507,71	544,17	61,6	1569,31	544,17	2113,48
2		1943,39	714,52	77,0	2020,39	714,52	2734,91
1		2379,07	884,87	92,4	2471,47	884,87	3356,34

5.2.3. Расчет прочности колонн

Колонна 1-го этажа. Материал колонны – бетон класса В 30 с $R_b = 17 \text{ МПа}$. Нагрузки на колонну: полная $N = 3356,34 \text{ кН}$, в том числе длительно действующая $N_l = 2471,47 \text{ кН}$.

Требуемая площадь сечения колонны при коэффициенте армирования $\mu = 0,02$

$$A_b = \frac{N \cdot 10}{R_b + 0,02 \cdot R_{sc}} = \frac{3356,34 \cdot 10}{17 + 0,02 \cdot 365} = 1381 \text{ см}^2.$$

Колонну выполняем квадратной. Тогда размер ее стороны составит

$$b = h = \sqrt{A_b} = \sqrt{1381} = 37,16 \text{ см}.$$

Принимаем колонну сечением 40×40 см.

Вычисляем гибкость колонны:

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = 360/40 = 9 > 4 \quad \text{при} \quad \frac{N_l}{N} = \frac{2471,47}{3356,34} = 0,74.$$

Следовательно, необходимо учитывать продольный изгиб колонны. Случайный эксцентриситет приложения продольной силы равен $e_s = h/30 = 40/30 = 1,33$ см. Коэффициент продольного изгиба φ :

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_b + \frac{2(\varphi_r - \varphi_b)R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b b h} = \\ &= 0,917 + \frac{2(0,919 - 0,917)365(0,02 \cdot 40 \cdot 40)}{40 \cdot 40 \cdot 17} = 0,918, \end{aligned}$$

где по интерполяции $\varphi_b = 0,917$, $\varphi_r = 0,919$ (см. табл. 5.1) при $\lambda = 9$ и $\frac{N_l}{N} = 0,74$.

Требуемая площадь сечения продольной арматуры в колонне:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - \frac{b h R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{3356,34 \cdot 10}{0,918 \cdot 365} - \frac{40 \cdot 40 \cdot 17 \cdot 0,9}{365} = 33,1 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматурных стержней принимаем (4 $\varnothing 25$ + 4 $\varnothing 22$) А-III с $\sum A_s = 34,83 \text{ см}^2$. При этом процент армирования $\mu = \frac{(A_s + A'_s)}{b h} \cdot 100 = \frac{34,83}{40 \cdot 40} \cdot 100 = 2,18\%$, что мало отличается от ранее принятого $\mu = 2\%$. Поэтому принятый класс бетона и сечение колонны можно оставить без изменения.

Поперечная арматура в соответствии с условиями свариваемости принята $\varnothing 8$ мм класса А-I с шагом 400 мм, что меньше $20 d_{min} = 20 \cdot 22 = 440$ мм. Армирование колонны 1-го этажа показано на рис. 5.2.

Колонна 2-го этажа. Материал колонны – бетон класса В 25 с $R_b = 14,5$ МПа. Нагрузки на колонну: полная $N = 2734,91$ кН, в том числе длительно действующая $N_l = 2020,39$ кН.

Требуемая площадь сечения колонны при коэффициенте армирования $\mu = 0,02$:

$$A_b = \frac{N \cdot 10}{R_b + 0,02 R_{sc}} = \frac{2734,91 \cdot 10}{14,5 + 0,02 \cdot 365} = 1254 \text{ см}^2.$$

Колонну выполняем квадратной. Тогда размер ее стороны составит

$$b = h = \sqrt{A_b} = \sqrt{1254} = 35,4 \text{ см.}$$

Принимаем колонну сечением 35×35 см. Вычисляем гибкость колонны:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{l_0}{h} = 360/35 = 10,3 > 4 \\ \text{при} \quad \frac{N_l}{N} &= \frac{2020,39}{2734,91} = 0,74. \end{aligned}$$

Следовательно, необходимо учитывать продольный изгиб колонны. Случайный эксцентриситет приложения продольной силы равен $e_s = h/30 = 35/30 = 1,17$ см.

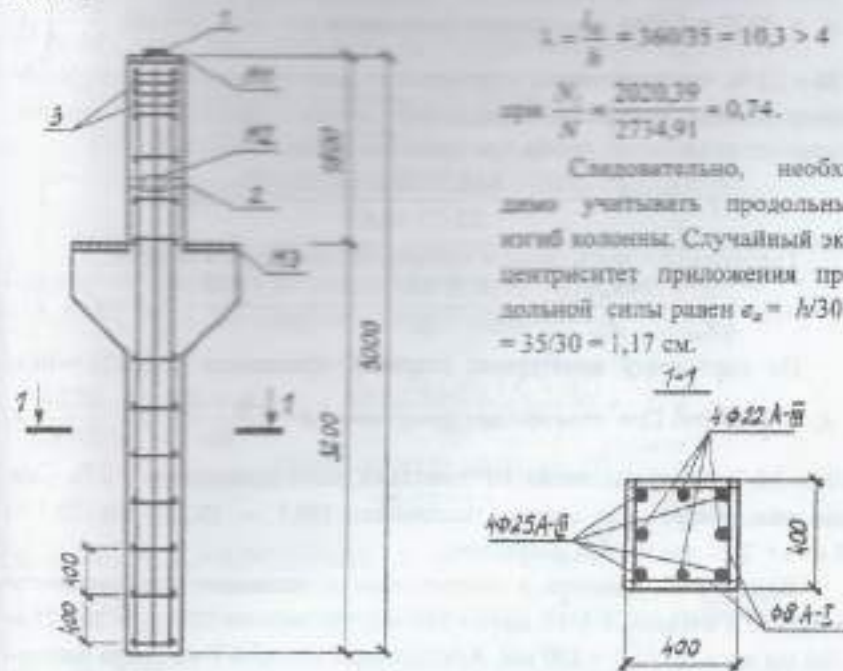


Рис. 5.2. Армирование колонны первого этажа.

1 – центрирующая стальная прокладка $130 \times 130 \times 5$ мм; 2 – трубка диаметром 40 мм; 3 – сетки С-1; М-1, М-2, М-3 (стальные закладные детали)

Коэффициент продольного изгиба φ :

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_b + \frac{2(\varphi_r - \varphi_b)R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b b h} = \\ &= 0,895 + \frac{2(0,905 - 0,895)365(0,02 \cdot 35 \cdot 35)}{35 \cdot 35 \cdot 14,5} = 0,905, \end{aligned}$$

где $\varphi_b = 0,895$, $\varphi_r = 0,905$ (по табл. 5.1) при $\lambda = 10,3$ и $\frac{N_l}{N} = 0,74$.

Требуемая площадь сечения продольной арматуры в колонне:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - \frac{bhR_b\gamma_b\beta_2}{R_{sc}} = \frac{2734,91 \cdot 10}{0,905 \cdot 365} - \frac{35 \cdot 35 \cdot 14,5 \cdot 0,9}{365} = 39,0 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматурных стержней принимаем (8 Ø 25) А-III с $\Sigma A_s = 39,27 \text{ см}^2$. При этом процент армирования $\mu = \frac{(A_s + A'_s)}{bh} 100 = \frac{39,27}{35 \cdot 35} \times 100 = 3,2\%$, что существенно отличается от ранее принятого $\mu = 2\%$. Необходимо уточнить коэффициент продольного изгиба и площадь арматуры. Коэффициент продольного изгиба при принятом армировании составляет

$$\varphi = 0,885 + \frac{2(0,89 - 0,885)365(0,032 \cdot 35 \cdot 35)}{35 \cdot 35 \cdot 14,5} = 0,893.$$

Требуемая площадь сечения продольной арматуры в колонне:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - \frac{bhR_b\gamma_b\beta_2}{R_{sc}} = \frac{2734,91 \cdot 10}{0,893 \cdot 365} - \frac{35 \cdot 35 \cdot 14,5 \cdot 0,9}{365} = 39,5 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматурных стержней принимаем (8 Ø 25) А-III с $\Sigma A_s = 39,27 \text{ см}^2$. При этом процент армирования $\mu = \frac{(A_s + A'_s)}{bh} 100 = \frac{39,27}{35 \cdot 35} \times 100 = 3,2\%$, что существенно отличается от ранее принятого $\mu = 2\%$. При этом недоармирование сечения составляет $(39,5 - 39,27) 100 / 39,5 = 0,6\% < 2\%$, что вполне допустимо.

Поперечная арматура в соответствии с условиями свариваемости принята Ø 8 мм класса А-I с шагом 350 мм, что меньше $20 d_{max} = 20 \cdot 25 = 500$ мм и не более $h = 350$ мм. Армирование колонны 2-го этажа показано на рис. 5.3.

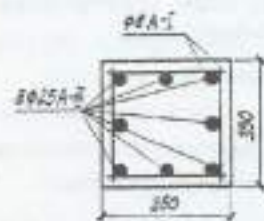


Рис. 5.3. Армирование сечения колонны второго этажа

Колонна 3-го этажа. Материал колонны — бетон класса В 20 с $R_b = 11,5$ МПа. Нагрузки на колонну: полная $N = 2113,48$ кН, в том числе длительно действующая $N_l = 1569,31$ кН.

Требуемая площадь сечения колонны при коэффициенте армирования $\mu = 0,02$:

$$A_s = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - \frac{bhR_b\gamma_b\beta_2}{R_{sc}} = \frac{2113,48 \cdot 10}{0,905 \cdot 365} - \frac{35 \cdot 35 \cdot 11,5 \cdot 0,9}{365} = 1124 \text{ см}^2.$$

Колонну выполняем квадратной. Тогда размер ее стороны составит

$$b = h = \sqrt{A_s} = \sqrt{1124} = 33,53 \text{ см}.$$

Принимаем колонну сечением 35×35 см.

Вычисляем гибкость колонны

$$l = \frac{H}{h} = \frac{3600}{35} = 102,3 > 4 \quad \text{при} \quad \frac{N_l}{N} = \frac{1569,31}{2113,48} = 0,74.$$

Следовательно, необходимо учитывать продольный изгиб колонны. Случайный эксцентриситет приложения продольной силы равен $e_2 = h/30 = 35/30 = 1,17$ см. Коэффициент продольного изгиба φ

$$\varphi = \varphi_0 + \frac{2(\varphi_1 - \varphi_0)R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b bh} = 0,895 + \frac{2(0,905 - 0,895)365(0,02 \cdot 35 \cdot 35)}{35 \cdot 35 \cdot 11,5} = 0,908,$$

где $\varphi_0 = 0,895$, $\varphi_1 = 0,905$ (по табл. 5.1) при $\lambda = 10,3$ и $\frac{N_l}{N} = 0,74$.

Требуемая площадь сечения продольной арматуры в колонне:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - \frac{bhR_b\gamma_b\beta_2}{R_{sc}} = \frac{2113,48 \cdot 10}{0,908 \cdot 365} - \frac{35 \cdot 35 \cdot 11,5 \cdot 0,9}{365} = 29,03 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматурных стержней принимаем (8 Ø 22) А-III с $\Sigma A_s = 30,41 \text{ см}^2$. При этом процент армирования $\mu = \frac{(A_s + A'_s)}{bh} 100 = \frac{30,41}{35 \cdot 35} \times 100 = 2,56\%$, что существенно отличается от ранее принятого $\mu = 2\%$. Необходимо уточнить коэффициент продольного изгиба и площадь арматуры. Коэффициент продольного изгиба при принятом армировании составляет

$$\varphi = 0,885 + \frac{2(0,89 - 0,885)365(0,0256 \cdot 35 \cdot 35)}{35 \cdot 35 \cdot 11,5} = 0,89.$$

Требуемая площадь сечения продольной арматуры в колонне:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - \frac{bhR_b\gamma_b\beta_2}{R_{sc}} = \frac{2113,48 \cdot 10}{0,89 \cdot 365} - \frac{35 \cdot 35 \cdot 11,5 \cdot 0,9}{365} = 30,3 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматурных стержней принимаем (8 Ø 12) А-III с $\Sigma A_s = 30,41 \text{ см}^2$. При этом процент армирования $\mu = \frac{(A_s + A'_s)}{bh} \cdot 100 = \frac{30,41}{35 \cdot 35} \times 100 = 2,56\%$, что не отличается от ранее принятого $\mu = 2,56\%$.

Поперечная арматура в соответствии с условиями свариваемости принята Ø 8 мм класса А-I с шагом 350 мм, что меньше $20 a_{min} = 20 \cdot 22 = 440$ мм и не более $h = 350$ мм. Армирование колонны 3-го этажа показано на рис. 5.4.

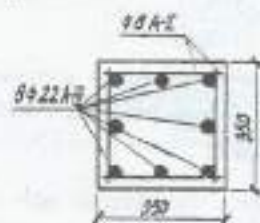


Рис. 5.4. Армирование сечения колонны третьего этажа

Колонна 4-го этажа. Материал колонны – бетон класса В 15 с $R_b = 8,5$ МПа. Нагрузки на колонну: полная $N = 1492,05$ кН, в том числе длительно действующая $N_l = 1118,23$ кН.

Требуемая площадь сечения колонны при коэффициенте армирования $\mu = 0,02$:

$$A_b = \frac{N \cdot 10}{R_b + 0,02 R_{sc}} = \frac{1492,05 \cdot 10}{8,5 + 0,02 \cdot 365} = 944 \text{ см}^2.$$

Колонну выполняем квадратной. Тогда размер ее стороны составит

$$b = h = \sqrt{A_b} = \sqrt{944} = 30,8 \text{ см}.$$

Принимаем колонну сечением 35×35 см.

Вычисляем гибкость колонны:

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = 360/35 = 10,3 > 4 \quad \text{при} \quad \frac{N_l}{N} = \frac{1118,2}{1492,05} = 0,74,$$

Следовательно, необходимо учитывать продольный изгиб колонны. Случайный эксцентриситет приложения продольной силы равен $e_s = h/30 = 35/30 = 1,17$ см. Коэффициент продольного изгиба φ :

$$\varphi = \varphi_B + \frac{2(\varphi_r - \varphi_B) R_{sc} (A_s + A'_s)}{R_b b h} = 0,895 + \frac{2(0,905 - 0,895) 365 (0,02 \cdot 35 \cdot 35)}{35 \cdot 35 \cdot 8,5} = 0,904,$$

где $\varphi_r = 0,895$, $\varphi_B = 0,905$ по табл. 5.1 при $\lambda = 10,3$ и $\frac{N_l}{N} = 0,74$.

Требуемая площадь сечения продольной арматуры в колонне:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - \frac{b h R_{sc} \lambda^2}{R_{sc}} = \frac{1492,05 \cdot 10}{0,904 \cdot 365} - \frac{35 \cdot 35 \cdot 8,5 \cdot 0,9}{365} = 19,5 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматурных стержней принимаем (4 Ø 25) А-III с $\Sigma A_s = 19,63 \text{ см}^2$. При этом процент армирования $\mu = \frac{(A_s + A'_s)}{bh} \cdot 100 = \frac{19,63}{35 \cdot 35} \times 100 = 1,6\%$, что существенно отличается от ранее принятого $\mu = 2\%$. Но так как принятая площадь сечения колонны больше требуемой по расчету, то уточнение коэффициента продольного изгиба и площади сечения арматуры можно не производить.

Поперечная арматура в соответствии с условиями свариваемости принята Ø 8 мм класса А-I с шагом 350 мм, что меньше $20 a_{min} = 20 \cdot 25 = 500$ мм и не более $h = 350$ мм. Армирование колонны 4-го этажа показано на рис. 5.5.

Колонны 5-го и 6-го этажей. Материал колонны – бетон класса В 15 с $R_b = 8,5$ МПа. Нагрузки на колонны: полная $N = 870,62$ кН, в том числе длительно действующая $N_l = 667,15$ кН.

Требуемая площадь сечения колонны при коэффициенте армирования $\mu = 0,01$:

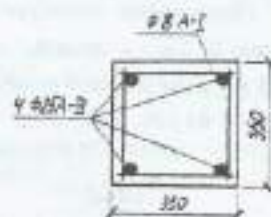


Рис. 5.5. Армирование сечения колонны четвертого этажа

$$A_b = \frac{N \cdot 10}{R_b + 0,01 R_{sc}} = \frac{870,62 \cdot 10}{8,5 + 0,01 \cdot 365} = 717 \text{ см}^2.$$

Колонну выполняем квадратной. Тогда размер ее стороны составит

$$b = h = \sqrt{A_b} = \sqrt{717} = 26,8 \text{ см}.$$

Принимаем колонну сечением 30×30 см.

Вычисляем гибкость колонны

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = 360/30 = 12 > 4 \quad \text{при} \quad \frac{N_l}{N} = \frac{667,15}{870,62} = 0,74.$$

Следовательно, необходимо учитывать продольный изгиб колонны. Случайный эксцентриситет приложения продольной силы равен $e_n = h/30 = 30/30 = 1$ см. Коэффициент продольного изгиба φ

$$\varphi = \varphi_b + \frac{2(\varphi_r - \varphi_b)R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_p b h}$$

$$= 0,87 + \frac{2(0,865 - 0,87)365(0,01 \cdot 30 \cdot 30)}{30 \cdot 30 \cdot 8,5} = 0,866,$$

где $\varphi_b = 0,87$, $\varphi_r = 0,865$ по табл. 5.1 при $\lambda = 12$ и $\frac{N_l}{N} = 0,74$.

Требуемая площадь сечения продольной арматуры в колонне:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - \frac{b h R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{870,62 \cdot 10}{0,866 \cdot 365} - \frac{30 \cdot 30 \cdot 8,5 \cdot 0,9}{365} = 8,7 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматурных стержней принимаем 4 $\varnothing 18$ А-III с $\Sigma A_s = 10,18 \text{ см}^2$. При этом процент армирования $\mu = \frac{(A_s + A'_s)}{b h} \cdot 100 = \frac{10,18}{30 \cdot 30} \times 100 = 1,1 \%$, что мало отличается от ранее принятого $\mu = 1 \%$. Уточнения площади арматуры не требуется.

Поперечная арматура в соответствии с условиями свариваемости принята $\varnothing 6$ мм класса А-I с шагом 300 мм, что меньше $20 d_{max} = 20 \cdot 18 = 360$ мм и не более $h = 300$ мм. Армирование колонн 5-го и 6-го этажей показано на рис. 5.6.

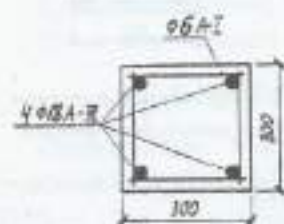


Рис. 5.6 Армирование сечений колонн 5-го и 6-го этажей

Действующая на консоль опорная реакция ригеля воспринимается бетонным сечением консоли и растянутой арматурой, определяемой расче-

5.2.4. Расчет консоли колонны

Опирание ригеля на колонну осуществляется при помощи железобетонных консолей (рис. 5.7). Железобетонные консоли считаются короткими, если их вылет l_k равен $0,9 h_n$, где h_n — рабочая высота сечения консоли по грани колонны (рис. 5.7, а).

Рассмотрим расчет консоли в уровне перекрытия четвертого этажа, где бетон имеет пониженной прочности на сжатие класса В 15. Расчетные данные: арматура класса А-III, ширина консоли равна ширине колонны ($b_c = 35$ см), ширина ригеля $b = 25$ см.

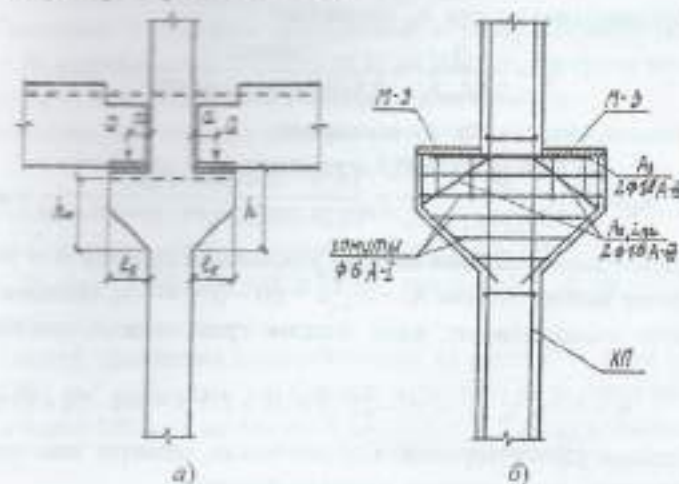


Рис. 5.7 Консоли для опирания сборных железобетонных ригелей а — конструкция консоли, б — армирование консоли

Определение размеров консоли. Максимальная расчетная реакция от ригеля перекрытия равна

$$Q = Q_0^I = 349,564 \text{ кН.}$$

Определяем минимальный вылет консоли l_{km} из условий смятия под концом ригеля:

$$l_{km} = Q / (b R_b \gamma_{b2}) = \frac{349,564 \cdot 10}{25 \cdot 8,5 \cdot 0,9} = 18,28 \text{ см.}$$

С учетом величины зазора между торцом ригеля и гранью колонны, равного 5 см, вылет консоли составит:

$$l_k = l_{km} + 5 = 18,28 + 5 = 23,28 \text{ см.}$$

Окончательно l_k принимаем равным 25 см (кратно 5 см).

Определяем расстояние a от точки приложения опорной реакции Q до грани колонны:

$$a = l_x - Q / (2bR_b \gamma_b \gamma_s) = 25 - \frac{349564}{2 \cdot 25 \cdot 8,5 \cdot 0,9 \cdot 100} = 15,86 \text{ см.}$$

Максимальная высота h_0 составляет:

$$h_0 = \frac{Q}{2,5 R_b b \gamma_b} = \frac{349564}{2,5 \cdot 0,75 \cdot 35 \cdot 0,9 \cdot 100} = 59,0 \text{ см.}$$

Минимальная высота h_0 составляет:

$$h_0 = \sqrt{\frac{Qa}{1,25 \varphi_b \varphi_s \gamma_b \gamma_s R_b b \gamma_b}} = \sqrt{\frac{349564 \cdot 15,86}{1,25 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,75 \cdot 35 \cdot 0,9 \cdot 100}} = 40 \text{ см.}$$

Полная высота сечения консоли у основания принята $h = 50$ см, тогда рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 50 - 15,86 = 34,14$ см. Находим высоту свободного конца консоли, если нижняя грань ее наклонена под углом $\gamma = 45^\circ$:

$$h_1 = h - l_x \operatorname{tg} 45^\circ = 50 - 25 \cdot 1 = 25 > 1/3 h = 1/3 \cdot 50 = 17 \text{ см.}$$

Условие удовлетворяется. Следовательно, размеры консоли достаточны для восприятия опорного давления от ригеля.

Расчет армирования консоли. Расчетный изгибающий момент определяется по формуле

$$M = 1,25 Q \left(l_x - \frac{Q}{2bR_b \gamma_b \gamma_s} \right) = 1,25 Q a = 1,25 \cdot 349564 \cdot 15,86 = 6930106,3 \text{ Н} \cdot \text{см} = 69,3 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Вычисляем значение параметрического коэффициента

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \gamma_b \gamma_s b \gamma_s h_0^2} = \frac{69,3 \cdot 10^5}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 35 \cdot 47^2 \cdot 100} = 0,118.$$

По найденному значению α_m определяем

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,118} = 0,126 \text{ и } \eta = 1 - 0,5 \xi = 0,937.$$

Определяем высоту сжатой зоны бетона:

$$X = \xi h_0 = 0,126 \cdot 47 = 5,92 \text{ см.}$$

Определяем необходимое количество растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s R_s \gamma_s} = \frac{69,3 \cdot 10^5}{0,937 \cdot 365 \cdot 47 \cdot 100} = 4,34 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2 \varnothing 18 \text{ А-III}$ с $\Sigma A_s = 5,09 \text{ см}^2$.

Назначаем поперечное армирование консоли: согласно п. 5.30 [1] при $h = 50 \text{ см} > 2,5 a = 2,5 \cdot 15,86 = 39,65 \text{ см}$ консоль армируем отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами по всей высоте.

Минимальная площадь сечения отогнутой арматуры

$$A_{s, \text{отг}} = 0,002 b_x h_0 = 0,002 \cdot 35 \cdot 47 = 3,3 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматурных стержней принимаем $2 \varnothing 16 \text{ А-III}$ с $A_s = 4,02 \text{ см}^2$; диаметр отгибов должен удовлетворять условию $d_0 \leq 1/15 l_{\text{отг}} = 1/15 \cdot 25 = 1,41 = 2,3 \text{ см}$ и $< d_0 = 25 \text{ мм}$; принято $d_0 = 16 \text{ мм}$ — условие соблюдается.

Хомуты принимаем двухветвевыми из стали класса А-I $\varnothing 6 \text{ мм}$ с $A_{\text{хот}} = 0,283 \text{ см}^2$. Шаг хомутов консоли назначаем из условия требований норм не более 150 мм и не более $1/4 h = 50/4 = 12,5 \text{ см}$. Принимаем шаг $S = 100 \text{ мм}$.

Схема армирования консоли приведена на рис. 5.7, б.

5.2.5 Расчет стыка колонн

Наиболее нагруженным стыком является стык колонн между первым и вторым этажами. Расчетное усилие в стыке $N = N_2 = 2732,91 \text{ кН}$.

Колонны стыкуем сваркой стальных торцовых листов, между которыми на монтаже вставляем центрирующую прокладку (рис. 5.8).

Стальные торцовые листы сваривают между собой по периметру фланговым швом, высота катета которого определяется расчетом. Расчетное усилие в стыке воспринимается центрирующей прокладкой и сварным швом по периметру. Для обеспечения целостности сечения колонны в стыке под стальными торцовыми листами на длине не менее $10 d_{s, \text{max}}$ необходимо установить сетки козвенного армирования (не менее 4 шт. в каждую колонну).

Расчет прочности стыка заключается в проверке его на местное сжатие согласно п. 3.41 [1]. Сварку торцовых листов производим электродами Э-42 с $R_{\text{wf}} = 180 \text{ МПа}$.

Определяем размеры центрирующей прокладки в стыке:

$$c = 1/3 h = 1/3 \cdot 350 = 117 \text{ мм.}$$

Принимаем прокладку размером $120 \times 120 \times 5$ мм. Размеры торцовых листов в плане принимаем равными $h_1 = h_2 = 350 - 20 = 330$ мм, а толщину $t = 14$ мм.

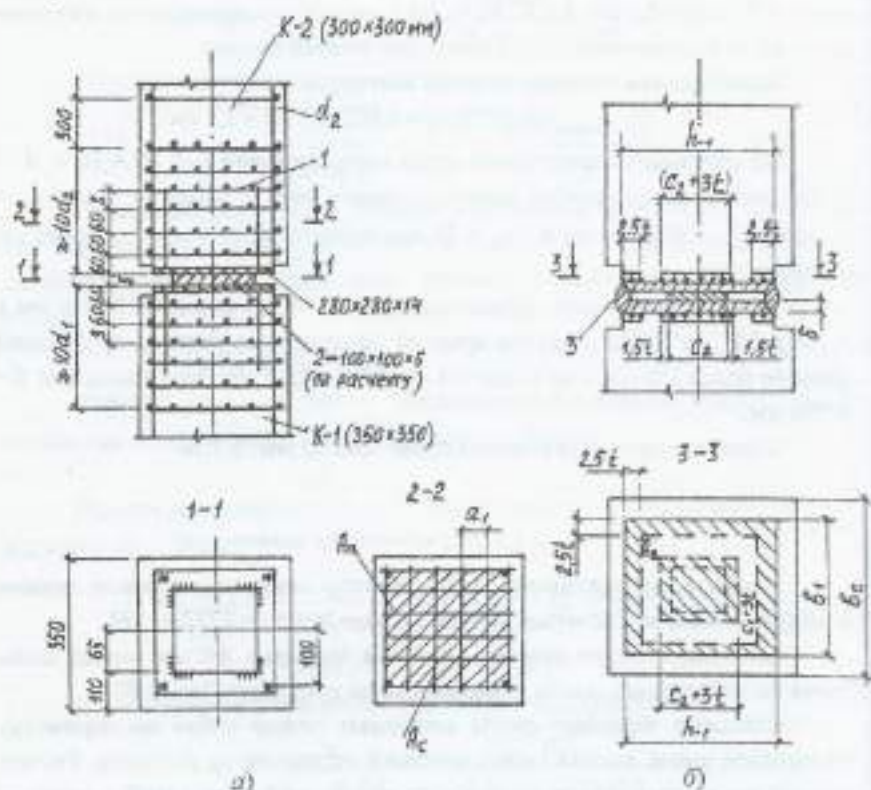


Рис. 5.8. К расчету стыка колонн:

а — конструктивная схема; б — расчетная схема; 1 — сетки косвенного армирования; 2 — центрирующая прокладка; 3 — сварка по контуру стыка

Усилие в стыке N передается через сварные швы по периметру торцовых листов и центрирующую прокладку (рис. 5.8, б).

$$N = N_{wf} + N_n.$$

Определяем усилие, воспринимаемое сварными швами:

$$N_{wf} = N A_{wf} / A_n$$

где A_n — общая площадь контакта; A_{wf} — площадь контакта по периметру сварного шва торцовых листов.

Площадь контакта под центрирующей прокладкой

$$A_n = (c + 3t)^2 = (12 + 3 \cdot 1,4)^2 = 262 \text{ см}^2.$$

Площадь контакта по периметру сварного шва

$$A_{wf} = 2 \cdot 2,5t \cdot (h_1 + h_2 - 5t) = 2 \cdot 2,5 \cdot 1,4 \cdot (33 + 33 - 5 \cdot 1,4) = 413 \text{ см}^2.$$

Общая площадь контакта

$$A_n = A_{wf} + A_n = 262 + 413 = 675 \text{ см}^2.$$

Усилие в сварных швах

$$N_{wf} = 2734,91 \cdot 413 / 675 = 1673 \text{ кН.}$$

Требуемая толщина сварного шва по контуру торцовых листов

$$t_{wf} = \frac{N_{wf}}{l_{wf} R_{wf} \gamma_c} = \frac{1673 \cdot 10}{180 \cdot 33 \cdot 4 \cdot 1} = 0,704 \text{ см.}$$

Принимаем толщину сварного шва $t_{wf} = 8$ мм.

Остальное усилие в стыке воспринимает центрирующая прокладка.

Определяем шаг и сечение сеток косвенного армирования в торцах колонн под центрирующей прокладкой. По конструктивным соображениям у торцов колонн устанавливаем по 5 сеток на длине $10 a_1 = 10 \cdot 25 = 250$ мм с шагом $s = 60$ мм. Размеры ячеек сеток принимаем $a = 50$ мм. Сетки проектируем из стержней $\varnothing 8$ А-III с $A_{sv} = 0,503 \text{ см}^2$. Число стержней в сетке $n = 6$.

Для квадратной сетки косвенного армирования будем иметь: коэффициент насыщения поперечными сетками (п. 3.22 [1])

$$\mu_{sv} = \frac{n_x A_{sv} l_y + n_y A_{sv} l_x}{A_{wf} s} = \frac{2(0,503 \cdot 31 \cdot 5)}{31 \cdot 31 \cdot 6} = 0,027;$$

коэффициент ψ :

$$\psi = \frac{\mu_{sv} R_{с,sv}}{R_b \gamma_{с2} + 10} = \frac{0,027 \cdot 355}{14,5 \cdot 0,9 + 10} = 0,416;$$

коэффициент эффективности косвенного армирования

$$\varphi = 1 / (0,23 + \psi) = \frac{1}{0,23 + 0,416} = 1,55.$$

Приведенная призматическая прочность бетона в стыке по колонне второго этажа:

$$R_{b,red} = R_b \gamma_b \left[\sqrt{\frac{A_b}{A_c}} + \varphi \mu_{sv} R_{s,sv} \left(4,5 - 3,5 \frac{A_c}{A_{ef}} \right) \right] =$$

$$= 14,5 \cdot 0,9 \sqrt{\frac{35 \cdot 35}{675}} + 1,55 \cdot 0,027 \cdot 355 \left(4,5 - \frac{3,5 \cdot 675}{31 \cdot 31} \right) = 46,25 \text{ МПа.}$$

Несущая способность стыка составляет

$$N = 2734910 \text{ Н} < R_{b,red} A_c = 46,25 \cdot 100 \cdot 675 = 3121866 \text{ Н.}$$

Условие соблюдается. Прочность торца колонны достаточна.

Раздел 6. ФУНДАМЕНТ ПОД СБОРНУЮ КОЛОННУ КАРКАСА

6.1. Общие положения проектирования центрально нагруженных фундаментов

Фундамент под колонну проектируется ступенчатым с повышенным подколонином. Фундамент состоит из подколонирика со стаканной частью для заделки колонны и плиты (рис. 6.1, а).

Верх подколонирика располагается на отметке $-0,15$ м. Под подошвой фундамента рекомендуется устраивать бетонную подготовку толщиной 10 см из бетона класса В 3,5. В этом случае защитный слой для нижней сетки плиты принимается толщиной 3,5 см. Глубина заложения фундамента H_1 принимается с учетом глубины промерзания грунта. В курсовом проекте значение H_1 указывается в задании на проектирование. Полная высота фундамента H_0 назначается кратной 30 см.

Минимальная толщина стенки стакана по верху $h_{ст}$ принимается 15 см. Зазор между трянками колонны и стенками стакана принимается по верху 7,5 см и по низу 5 см. Зазор заполняется бетоном класса В 15 на мелком гравии.

При квадратной колонне подколонирик проектируется также квадратным в плане с размером сторон:

$$b_{ст} = h_c + 2 \cdot 7,5 \text{ см} + 2 \cdot h_{ст} \text{ (см)}, \quad (6.1)$$

где h_c – размер сечения колонны, см ($h_c = b_c$); $h_{ст}$ – толщина стенки стакана, см.

Ширину подколонирика b_c рекомендуется назначать кратной 30 см.

Плитная часть делается одно-, двух- или, редко, трехступенчатой. Высоты ступеней принимаются 30 и 45 см. В пределах одного фундамента желательно ступени делать одинаковой высоты (рис. 6.1, б). Полную высоту плиты H у грани подколонирика рекомендуется принимать равной приблизительно $2/3$ ее вылета:

$$H = \frac{2(b - b_{ст})}{3 \cdot 2} > 25 \text{ см.} \quad (6.2)$$

Уклон (отношение высоты к вылету) всей плитной части или отдельных ступеней ограничивается пределами от 1 : 1 до 1 : 2. Нижнюю (подошвенную) ступень желательно проектировать с уклоном в пределах от 1 : 1,5 до 1 : 2. Если полная высота плиты $H \leq 45$ см, то ее рекомендуется выполнять одноступенчатой. При $H > 60$ см делают две, а при $H > 90$ см – три ступени (рис. 6.1, б).

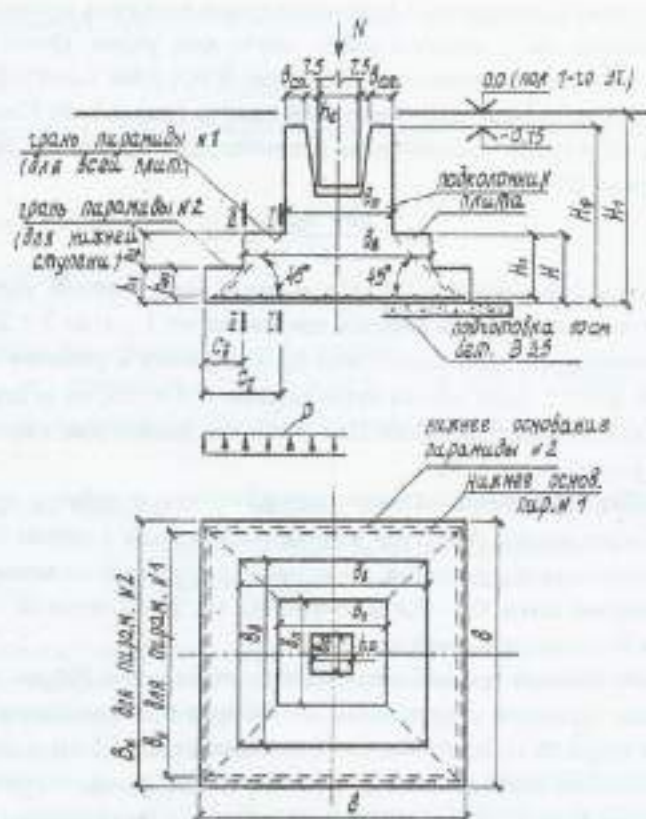
Плита армируется по низу сварной сеткой с рабочей арматурой в обоих направлениях. Арматура в сетке расположена с шагом 20 см. Диаметр ее определяется расчетом, но должен приниматься не менее 10 мм.

Ширина сетки 0,8 – 3,0 м (кратна 0,2 м), длина сетки на 5 см короче ширины подошвы фундамента.

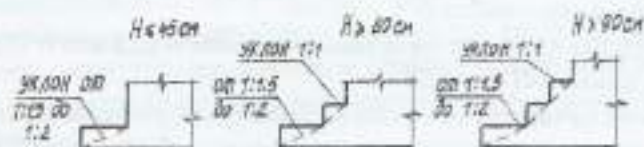
Подколонирик при толщине стенок стакана менее 200 мм армируется объемным каркасом, свариваемым из четырех плоских каркасов. Вертикальные стержни каркасов выполняются диаметром 12 мм с шагом вдоль сторон сечения подколонирика 20 – 40 см. Поперечные стержни плоских каркасов не доводят до их верха примерно на глубину стакана. Это делается с целью образования обоямы в стакане путем нанизывания на рабочие стержни каркаса пакета сеток (рис. 6.2). Сетки стаканной части ставят с шагом не более 20 см и не более четверти глубины стакана по всей ее высоте. Диаметр стержней сеток 6 – 10 мм.

Бетон для фундаментов принимают класса В 12,5 или В 15; рабочую арматуру класса А-II или А-III.

Расчет фундамента сводится к определению размеров его подошвы в плане и расчету тела фундамента на прочность. Фундамент под внутреннюю колонну многоэтажного здания с жесткой конструктивной схемой обычно бывает нагружен продольной силой, передаваемой колонной с небольшим эксцентриситетом, величина которого на уровне подошвы не



а)



б)

Рис. 6.1. Конструкция центрально нагруженного фундамента: а – общий вид фундамента с пирамидой продольной арматуры; б – конструкция ступеней фундамента

превышает $b/30$. Такие фундаменты допускается рассчитывать как центрально нагруженные. Необходимая площадь подошвы определяется по формуле

$$A = \frac{N_{\Pi}}{R - \gamma_m H_1} \quad (6.3)$$

где N_{Π} – расчетное продольное усилие, передаваемое фундаменту колонной, при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; R – расчетное сопротивление грунта основания (задается в задании на проектирование); $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ ($0,02 \text{ Н/см}^3$) – усредненная масса единицы объема бетона фундамента и грунта на его уступах; H_1 – глубина заложения фундамента.

При колонне квадратного сечения подошву фундамента рекомендуется делать тоже квадратной с размером стороны b , кратной $0,3 \text{ м}$.

Высота фундамента должна быть принята равной большему значению из следующих трех условий:

1. По глубине заделки тела колонны в фундамент

$$H_f = 1,5 h_c + 25 \text{ см};$$

2. По анкеровке арматуры колонны в фундаменте

$$H_f = 30 d_{max} + 25 \text{ см};$$

3. По пирамиде продавливания после замоноличивания стыка

$$H_f = 0,5 (b - h_c).$$

После определения размеров подошвы фундамента и его высоты назначаются конструктивно остальные размеры фундамента и его очертание: размеры стакана, размеры сечения подколонника b_n , полная высота плиты H , число ступеней и их высоты h_1, h_2 , и т.д. (см. рис. 6.1).

При этом следует руководствоваться данными выше указаниями. Рекомендуется вычертить контур фундамента в масштабе. После назначения размеров фундамента производится расчет его на прочность.

Высота всей плиты или ее нижерасположенных ступеней проверяется расчетом на прочность против продавливания в предположении, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, верхним основанием которой служит площадь действия продавливающей силы (площадь продавливающего штампа), а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали (см. рис. 6.1, а). Нижнее основание пирамиды лежит в плоскости рабочей арматуры плиты. Расчетное условие имеет вид

$$F \leq R_n U_m h_m \quad (6.4)$$

где $F = N - A_1 p$ - продавливающая сила; N - расчетное продольное усилие, передаваемое колонной на фундамент при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ (для первой группы предельных состояний); A_1 - площадь нижнего основания пирамиды продавливания; $p = N/A$ - давление на основание; R_{dt} - расчетное сопротивление бетона растяжению; U_m - среднеарифметическое величин периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты сечения h_i .

Расчет производится последовательно для плиты и нижерасположенных ступеней. На рис 6.1, а показаны пирамиды продавливания и их основания для расчета всей плиты и нижней ступени.

При проверке на продавливание всей высоты плиты H продавливающим штампом считается сечение подколонника на уровне верха плиты (рис. 6.1, а). Оно является верхним основанием пирамиды с периметром $4 \times b_n$. Стороны нижнего основания имеют размер $b_u = b_n + 2 H_u$ (пирамида 1); его периметр $4 b_u$; площадь $A_1 = b_u^2$. В формуле (6.4) принимается $h_u = H_u = H - 5$ см.

Если все верхние ступени плиты имеют уклон 1 : 1, а нижняя сделана с уклоном меньшим, чем < 1 : 1, то на продавливание проверяется лишь высота нижней ступени h_1 . Продавливающим штампом считается площадь плана вышерасположенной ступени, от краев которой начинаются грани пирамиды продавливания.

Размер стороны верхнего основания пирамиды - b_u (рис 6.1, а); нижнего основания - $b_u = b_n + 2 h_{n1}$ (пирамида № 2); периметры оснований: верхнего - $4 b_u$; нижнего - $4 b_n = 4 (b_n + 2 h_{n1})$; $A_1 = b_u^2$.

В формуле (6.4) принимается $h_u = h_{n1} = h_1 - 5$ см.

Арматуру плиты определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям: I - I - по грани подколонника, II - II - по грани верхней ступени и т.д. Выступы плиты от этих сечений до конца плитной части рассматриваются как консоли, заделанные в расчетных сечениях и нагруженные реактивным давлением грунта p снизу вверх.

Расчетный изгибающий момент в сечениях $i = I, II, \dots$ составит

$$M_i = 0,5 p b_i c_i^2 \quad (6.5)$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента

$$A_{st} = \frac{M_i}{0,9 R_{st} R_s}, \quad i = I, II, \dots \quad (6.6)$$

Содержание арматуры в расчетных сечениях должно быть не ниже 0,05 %. При армировании плиты арматурой класса А-III необходимо проверить расчетом ширину раскрытия трещин.

6.2. Пример расчета центрально нагруженного фундамента под колонну

Требуется рассчитать отдельный железобетонный фундамент под колонну, рассмотренную в разделе 5.

Расчетное сопротивление грунта основания $R_0 = 0,42$ МПа. Глубина заложения фундамента $H_1 = 1,65$ м (от отметки пола первого этажа). Отметка верха подколонника $-0,15$ м. Высота фундамента $H_0 = H_1 - 0,15 = 1,5$ м (кратно 0,3 м).

Бетон фундамента тяжелый класса В 15. Расчетные сопротивления бетона $R_s = 8,5$ МПа; $R_{dt} = 0,75$ МПа.

Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{bt} = 1,0$, учитывая твердение бетона во влажном грунте.

Арматура плитной части класса А-III, $R_s = 365$ МПа.

Коэффициент надежности по степени ответственности здания $\gamma_n = 0,95$.

6.2.1. Нагрузки, действующие на фундамент

Фундамент рассчитывается как центрально нагруженный продольной силой, передаваемой колонной на его обреze. Наибольшая продольная сила, передаваемая колонной, получается при загрузении всех междуэтажных перекрытий и покрытия сплошной временной нагрузкой на всей площади. Поэтому для одного фундамента грузовая площадь будет

$$A_{1f} = l - l_1 = 5,2 \cdot 6,5 = 33,8 \text{ м}^2.$$

Значения нагрузок на обреze фундамента приняты из табл. 5.2 (см. разд. 5):

- для определения размеров подошвы фундамента в плане (II группа предельных состояний) расчетная продольная сила N_{1f} принимается равной нормативной силе, передаваемой колонной на фундамент ($\gamma_f = 1$):

$$N_{1f} = 3356,34 / 1,15 = 2918,56 \text{ кН};$$

- для расчета тела фундамента на прочность (I группа предельных состояний) расчетная продольная сила N принимается при значениях $\gamma = 1$:

$$N = 3356,34 \text{ кН.}$$

6.2.2. Определение размеров подошвы фундамента

Так как фундамент центрально нагружен, то его проектируем квадратным в плане. Площадь подошвы фундамента при действующей нагрузке составит

$$A = \frac{N_{II}}{R - \gamma_m H_1} = \frac{2918,56 \cdot 0,95}{0,42 \cdot 1000 - 20 \cdot 1,65} = 7,23 \text{ м}^2.$$

Размер стороны подошвы фундамента

$$b = \sqrt{7,23} = 2,69 \text{ м.}$$

Принимаем размер $b = 2,7 \text{ м}$ (кратный 0,3 м).

6.2.3. Назначение размеров подколоники и плитной части

Конструкция проектируемого фундамента представлена на рис. 6.2. При конструировании фундамента учтены общие положения, изложенные в п. 1 данного раздела.

Стенки стакана подколоники принимаем толщиной $b_{ст} = 17,5 \text{ см}$.

Подколонник проектируем квадратным в плане с размером сторон:

$$b_k = h_c + 2 \cdot 7,5 + 2 \cdot b_{ст} = 40 + 15 + 35 = 90 \text{ см (кратным 0,3 м).}$$

Здесь $h_c = 40 \text{ см}$ – размер сечения колонны, см.

Полную высоту плитной части H у грани подколоники ориентировочно можно принять равной 2/3 ее вылета:

$$H = \frac{2(b - b_k)}{3 \cdot 2} = \frac{2(270 - 90)}{6} = 60 \text{ см} > 45 \text{ см.}$$

Плиту назначаем двухступенчатой, высотой $H = 60 \text{ см}$. Верхнюю ступень принимаем с уклоном 1 : 1, высотой $h_2 = 30 \text{ см}$ и вылетом 30 см. Нижнюю (подоплеванную) ступень принимаем высотой $h_1 = 30 \text{ см}$, с вылетом 60 см и уклоном 30 : 60 = 1 : 2.

Высота фундамента определена по трем условиям:

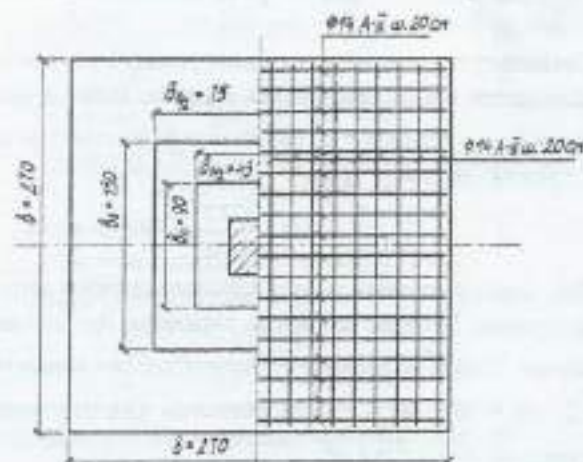
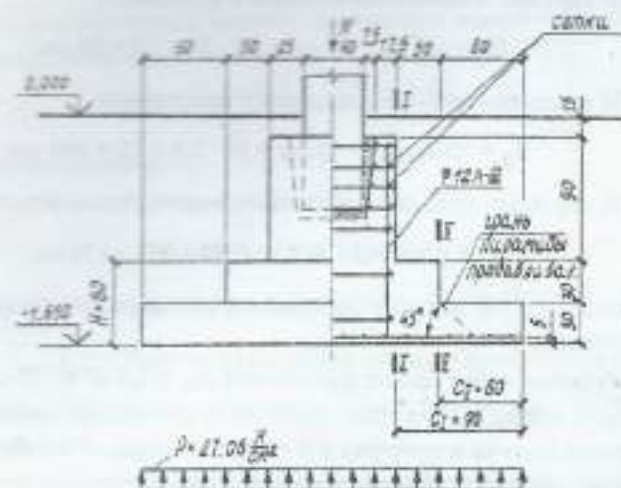


Рис. 6.2. Конструкция фундамента под колонну каркаса по результатам расчета

1. По глубине заделки тела колонны в фундамент

$$H_{\phi} = 1,5 h_c + 25 \text{ см} = 1,5 \cdot 35 + 25 = 88 \text{ см};$$

2. По анкеровке арматуры колонны в фундаменте

$$H_{\phi} = 30 d_{s \max} + 25 \text{ см} = 30 \cdot 2,5 + 25 = 100 \text{ см};$$

3. По пирамиде продавливания после замоноличивания стыка

$$H_{\phi} = 0,5 (b - h_c) = 0,5 (270 - 35) = 120 \text{ см}.$$

Глубина стакана для заделки колонны составляет 75 см (по второму из трех условий).

Назначенная выше высота фундамента $H_{\phi} = 1,5 \text{ м} = 150 \text{ см} > 120 \text{ см}$ и может быть оставлена без изменений. Весь фундамент находится в пирамиде продавливания и проверка его на продавливание необязательна. В методических целях эта проверка выполнена и представлена ниже.

6.2.4. Проверка высоты нижней ступени плиты расчетом на продавливание

Поскольку верхняя ступень имеет уклон 1 : 1, расчет на продавливание выполняется только для нижней ступени. Рабочая высота нижней ступени $h_{01} = h_1 - a = 30 - 5 = 25 \text{ см}$. Давление на грунт от расчетной нагрузки $N = 2918,56 \cdot 0,95 = 2772 \text{ кН}$:

$$p = N/A = \frac{2772}{2,7 \cdot 2,7} = 380,26 \text{ кН/м}^2.$$

Для нижней ступени плиты продавливающим штампом является ее верхняя ступень. Верхнее основание пирамиды продавливания совпадает в этом случае с планом верхней ступени. Сторона верхнего основания $b_k = b_n + 2 \cdot 30 = 90 + 60 = 150 \text{ см}$. Площадь нижнего основания пирамиды продавливания $A_1 = b_n^2 = 4 \text{ м}^2$.

Продавливающая сила

$$F = N - A_1 p = 2772 - 4 \cdot 380,26 = 1251 \text{ кН}.$$

Среднеарифметическое величин периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания:

$$U_m = 4 \frac{(b_k + b_n)}{2} = 4 \frac{(150 + 200)}{2} = 700 \text{ см}.$$

Проверяем условие

$$R_{br} U_m h_{01} = 1 \cdot 0,75 \cdot 100 \cdot 700 \cdot 25 = \\ = 1312500 \text{ Н} = 1312,5 \text{ кН} > F = 1251 \text{ кН}.$$

Прочность нижней ступени на продавливание достаточна.

6.2.5. Подбор арматуры в подшиве фундамента

Площадь сечения арматуры плиты определяем на всю ширину подошвы фундамента.

Сечение I-I (по грани подколонника)

$$c_1 = \frac{b - b_n}{2} = \frac{270 - 90}{2} = 90 \text{ см},$$

$$H = 60 \text{ см}; H_0 = H - a = 60 - 5 = 55 \text{ см}; b = 270 \text{ см}.$$

$$M_1 = 0,5 p b c_1^2 = 0,5 \cdot 27,06 \cdot 270 \cdot 90^2 = 29,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 H_0 R_s} = \frac{29,6 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 55 \cdot 280 \cdot 100} = 21,4 \text{ см}^2.$$

Сечение II-II (по грани верхней ступени)

$$c_{II} = \frac{b - b_n}{2} = \frac{270 - 150}{2} = 60 \text{ см}.$$

$$h_1 = 30 \text{ см}; H_{01} = 25 \text{ см}; b = 270 \text{ см}.$$

$$M_{II} = 0,5 p b c_{II}^2 = 0,5 \cdot 27,06 \cdot 270 \cdot 60^2 = 13,15 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{13,15 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 25 \cdot 280 \cdot 100} = 20,9 \text{ см}^2.$$

Арматуру подбираем по большей площади $A_{s1} = 21,4 \text{ см}^2$.

Принимаем в каждом направлении по одной сетке с типовой шириной 2,6 м с рабочими стержнями $\varnothing 14 \text{ мм}$; шаг рабочих стержней в сетках – 20 см. Общее количество стержней в каждом направлении – 14 шт.; $A_s = 14 \cdot 1,539 = 21,55 \text{ см}^2$.

Процент армирования расчетных сечений:

$$\mu_{\%I} = \frac{A_s \cdot 100}{b_b H_0} = \frac{21,55 \cdot 100}{150 \cdot 55} = 0,26 > \mu_{\% \min} = 0,05;$$

$$\mu_{\%II} = \frac{A_s \cdot 100}{b H_0} = \frac{21,55 \cdot 100}{270 \cdot 25} = 0,36 > \mu_{\% \min} = 0,05.$$

Подколонник армируется конструктивно объемным каркасом, свариваемым из четырех плоских каркасов с вертикальными стержнями $\varnothing 12$ мм и шагом 40 см. Стакая часть подколонника армируется пакетом сеток из стержней $\varnothing 8$ мм с шагом сеток 15 см. Армирование фундамента было приведено на рис. 6.2.

Раздел 7. КИРПИЧНЫЙ ПРОСТЕНОК И ФУНДАМЕНТ ПОД НАРУЖНЫЕ СТЕНЫ

7.1. Указания по расчету несущих кирпичных стен многоэтажных зданий

Стены здания помимо несущей способности должны обладать теплозащитными свойствами. Часто последние диктуют назначение толщины стены. В таком случае задачей экономического проектирования становится выбор оптимальных марок кирпича и раствора, при которых несущая способность стен используется без излишних запасов. Несущие стены вместе с перекрытиями и покрытием образуют пространственную систему, воспринимающую все действующие на здание нагрузки. При этом стены рассматривают опирающимися в горизонтальном направлении на поперечные конструкции, перекрытие и покрытие. По степени деформативности опоры делится на жесткие и упругие. Жесткими опорами считают поперечные рамы с замощенными узлами и поперечные стены толщиной не менее 12 см, если расстояние между ними не превышает величины, указанной в табл. 47 [10]. При жесткой конструктивной схеме стену рассчитывают расчлененной по высоте на балки (рис. 7.1) с расположением шарниров в плоскостях опирания перекрытий.

Нагрузку от верхних этажей принимают приложенной в центре тяжести сечения стены вышележащего этажа, а нагрузку в пределах данного этажа считают приложенной с фактическим эксцентриситетом. Расстояние от точки приложения опорной реакции балок или плит до внутренней поверхности стены принимают равным $1/3$ глубины заделки, но не более 7 см.

Для наружных стен зданий массового строительства при нормальной влажности помещений (см. табл. 8 [10]) требуется марка раствора для кладки не менее М 10. Сплошную кладку из кирпича марки не ниже М 50 на растворе М 10 и выше относят к первой группе кладок (см. табл. 46 [10]).

Установлены предельные отношения высоты этажа к толщине стены без проемов; например, при первой группе кладок $H/h \leq 20$. Для стен, ослабленных проемами, эта величина умножается на коэффициент $k = \sqrt{\frac{A_{ст}}{A_{ст0}}}$, где $A_{ст}$

и $A_{ст0}$ определяют по горизонтальному сечению стены (см. табл. 56 – 58 [10]).

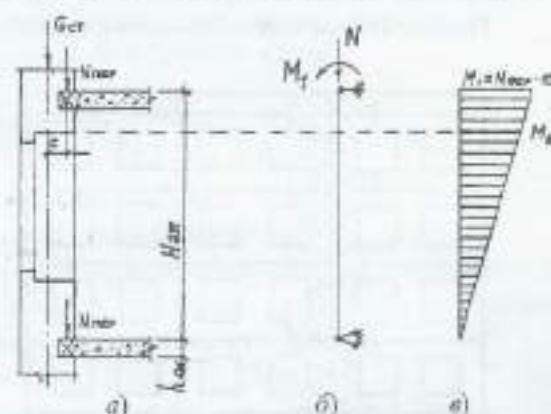


Рис. 7.1. К расчету несущей кирпичной стены: а – конструктивная схема; б – расчетная схема; в – эпюра изгибающих моментов

На стены воздействуют постоянная (собственный вес) и временные нагрузки (ветровая, снеговая и эксплуатационная на перекрытиях) в сочетаниях с одной или несколькими (не менее двух) временными нагрузками. В последних сочетаниях все временные нагрузки принимают с коэффициентом сочетания 0,9. Для производственных зданий со значительными эксплуатационными нагрузками (более 3 кН/м^2), если высота зданий не превышает их ширину, наиболее невыгодным будет сочетание постоянной и эксплуатационной нагрузок без уменьшенного коэффициента. В других случаях для высоких зданий относительно малой ширины может потребоваться учет сочетаний нагрузок вместе с ветровой.

7.2. Пример расчета кирпичного простенка

В задачу расчета кирпичного простенка входит определение размеров его поперечного сечения и подбор марки кирпича и цементного рас-

твора. В задачу расчета ленточного фундамента входит подбор ширины фундаментной подушки.

Наиболее нагруженным является кирпичный простенок первого этажа на уровне перемычек оконного проема (рис. 7.2). Размеры кирпичного простенка в плане зависят от ширины окон и нагрузки от ригелей перекрытия.

Первым этапом определяем размеры кирпичного простенка.

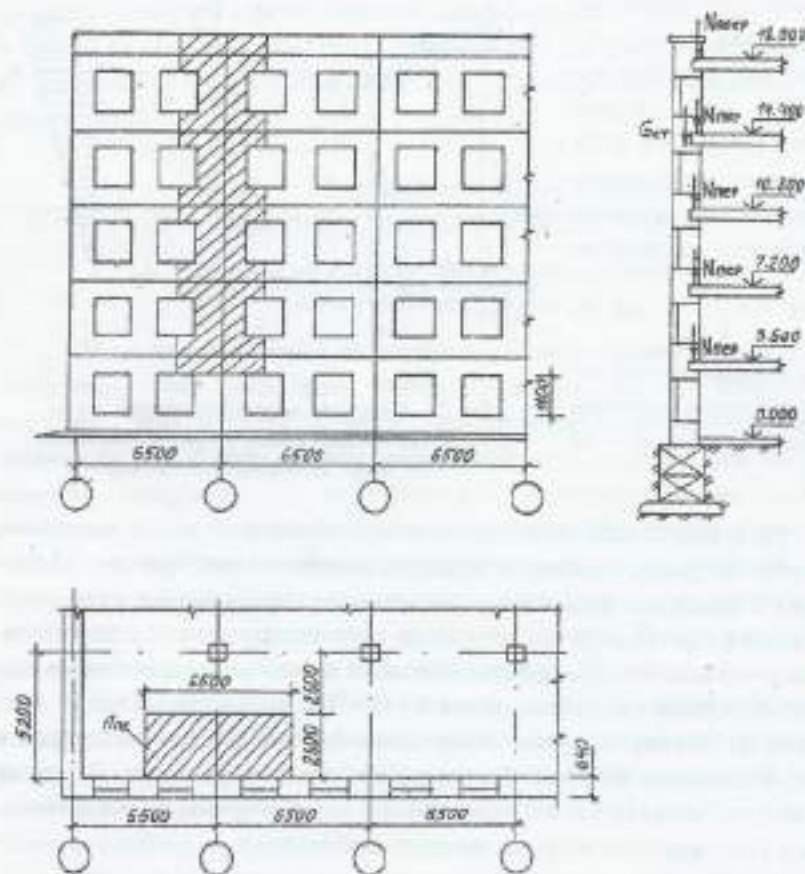


Рис. 7.2. Фрагмент фасада и плана промышленного здания с расчету кирпичного простенка

Определяем площадь оконных проемов:

$$A_{окт} \approx 0,15 A_{пол} = 0,15 \cdot 3 \cdot 5,2 \cdot 6,5 = 15,21 \text{ м}^2.$$

Площадь одного окна составит

$$A_{ок} = A_{окт}/2 = 15,21/2 = 7,605 \text{ м}^2.$$

Принимаем высоту окна $H = 1,8$ м, тогда ширина окна составит:

$$B = A_{ок}/H = 7,605/2 = 4,23 \text{ м}.$$

Принимаем ширину окна $B = 4,8$ м.

Грузовая площадь простенка составит в плане

$$A_{гр} = 6,5 \cdot 2,6 = 16,9 \text{ м}^2$$

$$A_{фак} = (22 - 2,7) \cdot 6,5 = 125,45 \text{ м}^2.$$

$$A_{ок} = 1,8 \cdot 4,8 = 8,64 \text{ м}^2.$$

На кирпичный простенок первого этажа действует вертикальная нагрузка от пяти этажей, а также от перекрытия. Кроме этого, на простенок действует вес плиты. Определяем величины этих нагрузок:

$$N_{гр} = \sum N_{этаж} + N_{пол} + G_{пл};$$

$$N_{гр} = q_{гр} A_{гр} = 17,93 \cdot 16,9 = 303,02 \text{ м}^2;$$

$$N_{пол} = q_{пол} A_{гр} = 6,917 \cdot 16,9 = 116,9 \text{ м}^2.$$

$$G_{пл} = h_{пл} (A_{фак} - \sum A_{ок}) \rho_{ск} \gamma_f = 0,64 (125,45 - 5 \cdot 8,64) 19 \cdot 1,1 = 1100,18 \text{ кН};$$

где $q_{гр}$ и $q_{пол}$ взяты из табл. 5.1 (см. разд. 5); $\rho_{ск} = 19 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_f = 1,1$.

$$N_{гр} = 3 \cdot 303,02 + 116,9 + 1100,18 = 2732,18 \text{ м}^2.$$

Нагрузка $N_{гр}$ приложена к простенку с эксцентриситетом, равным

$$e = h/2 - 8,3 = 32 - 8,3 = 23,7 \text{ см}.$$

От внецентренного приложения N создается момент

$$M_1 = N_{гр} e = 303,02 \cdot 23,7 = 7181,6 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

Расчетный эксцентриситет приложения полной нагрузки на простенок:

$$e_0 = \frac{M_1}{N_{гр}} = \frac{7181,6}{2732,18} = 2,63 \text{ см}.$$

Так как $e_0 = 2,63 \text{ см} < 0,45 h/2 = 0,45 \cdot 32 = 14,4 \text{ см}$ — имеет место случай малых эксцентриситетов. Стена выполняется из красного полнотелого кирпича на цементном растворе, поэтому упругая характеристика кладки принимается по табл. 15 [10]: $\alpha = 750$.

Гибкость простенка составляет:

$$\lambda = \frac{l_{пр}}{h_{ст}} = \frac{2H_{ок}}{h_{ст}} = \frac{2 \cdot 180}{64} = 5,625.$$

По значению $\lambda = 5,625$ определяем в табл. 18 [10] значение величины $\phi = 0,959$.

Коэффициент, учитывающий влияние момента на прочность простенка, определяется по формуле

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{h_{ст}}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 2,63}{64}} = 0,92.$$

Площадь кирпичного простенка, вводимого в расчет, составляет:

$$A_{пр} = 170 \cdot 64 = 10880 \text{ см}^2.$$

Напряжение в кирпичной кладке простенка составит:

$$\sigma = N_{пр} / A_{пр} \psi = \frac{2732,18}{10880 \cdot 0,959 \cdot 0,92} = 2,85 \text{ МПа}.$$

По табл. 2 [10] принимаем кладку из кирпича марки М 200 на цементном растворе марки М 150 с расчетным сопротивлением $R = 3,0 \text{ МПа} > 2,85 \text{ МПа}$.

7.3. Расчет фундамента под наружную стену

Фундаменты под наружные стены зданий с неполным каркасом проектируются ленточными, по преимуществу, сборными. Расчет фундамента под наружную стену состоит из определения нагрузки на обреze фундамента и подбора ширины фундаментной подушки под ленту фундамента.

За нормативную нагрузку на обреze фундамента стены принимаем

$$N = \frac{N_{пр}}{3 \cdot 1,15} = \frac{2732,18}{3 \cdot 1,15} = 780,62 \text{ кН/м}.$$

Длина ленты фундамента, вводимая в расчет, принята равной 1 м. Требуемая ширина подушки фундамента b составит:

$$b = \frac{N}{R_0 - \gamma_{II} d} = \frac{780,62}{390 - 20 \cdot 1,8} = 2,205 \text{ м}.$$

Принимаем ширину фундаментной подушки $b = 2,4 \text{ м}$.

Заключение

При подготовке материала учебного пособия авторами было учтено, что развитие строительной индустрии тесно связано с усилением роли фундаментальных знаний в предмете «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 270102 – промышленное и гражданское строительство. Это объясняется тем, что массивные конструкции еще долго будут служить основным материалом зданий и сооружений.

Во всех разделах учебного пособия приведены данные, представляющие теоретическую и практическую ценность, а также интерес не только для студентов, но и для инженеров строительных специальностей. Поэтому учебное пособие может быть полезно для самостоятельной подготовки студентов и при проведении практических занятий преподавателями.

Рекомендательный библиографический список

1. СНиП 2.03.01-84**. Бетонные и железобетонные конструкции / Центр. ин-т типового проектирования. – М., 2004. – 124 с.
2. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Центр. ин-т типового проектирования. – М., 2004. – 88 с.
3. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 784 с. – ISBN 5-274-01528-X.
4. Мандрыков, А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций / А. П. Мандрыков. – М.: Стройиздат, 1989. – 503 с. – ISBN 5-274-01013-X.
5. Бондаренко, В. М. Расчет строительных конструкций. Железобетонные и каменные конструкции / В. М. Бондаренко, А. И. Судницын. – М.: Высш. шк., 1989. – 172 с. – ISBN 5-274-01026-X.
6. Проектирование железобетонных конструкций: справ. пособие / под ред. А. Б. Гольцева. – Киев: Будівельник, 1985. – 482 с.
7. Воронов, В. И. Железобетонные конструкции многоэтажных промышленных зданий: атлас / В. И. Воронов, Е. М. Ицкова, И. И. Комарова. – Владимир: ВПИ, 1993. – 28 с.
8. Воронов, В. И. Элементы каркаса многоэтажного промышленного здания (колонны и фундаменты): метод. указания / В. И. Воронов, С. Н. Шагохин. – Владимир: ВПИ, 1987. – 32 с.
9. Улицкий, И. И. Железобетонные конструкции (расчет и проектирование) / И. И. Улицкий [и др.]. – Киев: Будівельник, 1973. – 992 с.
10. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: Стройиздат, 1995. – 57 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ОБЩАЯ ЧАСТЬ	4
Раздел 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ ...	5
1.1. Компонировка монолитного перекрытия	6
1.2. Компонировка сборного перекрытия	8
1.3. Определение минимальной толщины наружных несущих стен и компоновка поперечника	10
1.4. Разбивка здания на температурные блоки	11
1.5. Обеспечение пространственной жесткости здания	13
Раздел 2. МОНОЛИТНОЕ РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ	13
2.1. Указания по проектированию	13
2.2. Пример расчета и конструирования монолитного ребристого перекрытия	15
2.2.1. Расчет плиты перекрытия	16
2.2.2. Расчет второстепенной балки	20
Раздел 3. РАСЧЕТ СБОРНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ	28
3.1. Общие принципы проектирования плит перекрытия	28
3.2. Проектирование ребристой плиты перекрытия	32
3.2.1. Конструкция плиты	32
3.2.2. Определение усилий в плите от внешней нагрузки	34
3.2.3. Исходные данные для расчета сечений плиты	36
3.2.4. Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси	37
3.2.5. Прочность плиты по наклонным сечениям	39
3.2.6. Расчет ребристой плиты по предельным состояниям второй группы	46
3.3. Расчет и конструирование многоярусной плиты	54
3.3.1. Конструкция плиты	54
3.3.2. Определение усилий в плите от внешней нагрузки	55
3.3.3. Исходные данные для расчета сечений плиты	58
3.3.4. Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси	59

3.3.5. Потери предварительного напряжения арматуры и геометрические характеристики сечения плиты	61
3.3.6. Расчет прочности плиты по наклонному сечению	66
3.3.7. Расчет прочности плиты по нормальному сечению от обжатия бетона предварительно напряженной арматуры ..	67
3.3.8. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси	69
3.3.9. Расчет по деформациям	70
Раздел 4. СБОРНЫЙ МНОГОПРОЛЕТНЫЙ РИГЕЛЬ	73
4.1. Общие положения проектирования сборных многопролетных неразрезных ригелей	73
4.2. Пример расчета ригеля как балочной конструкции	74
4.2.1. Определение расчетных пролетов ригеля	75
4.2.2. Определение усилий в ригеле	76
4.2.3. Определение усилий в сечениях ригеля	77
4.2.4. Характеристики прочности бетона и арматуры	81
4.2.5. Уточнение высоты сечения ригеля	82
4.2.6. Определение площади сечения продольной арматуры	82
4.2.7. Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе ..	84
4.2.8. Построение эшора арматуры (эшора материалов)	87
4.2.9. Определение длины анкеровки обрываемых стержней	89
4.3. Конструирование ригеля	92
4.4. Пример расчета ригеля как элемента рамной конструкции ..	92
4.4.1. Принципы статического расчета ригеля рамы	92
4.4.2. Данные для расчета ригеля	97
4.4.3. Определение усилий в ригеле рамы	99
4.4.4. Расчет прочности нормальных сечений ригеля	107
4.4.5. Расчет прочности наклонных сечений	113
4.4.6. Конструирование ригеля	116
Раздел 5. СБОРНАЯ КОЛОННА КАРКАСА	121
5.1. Указания по проектированию	121
5.2. Пример расчета колонны	123
5.2.1. Исходные данные для проектирования колонны	123
5.2.2. Определение нагрузок на колонну	124
5.2.3. Расчет прочности колонны	127

5.2.4. Расчет консоли колонны	134
5.2.5. Расчет стыка колонн	137
Раздел 6. ФУНДАМЕНТ ПОД СБОРНУЮ КОЛОННУ КАРКАСА	140
6.1. Общие положения проектирования центрально нагруженных фундаментов	140
6.2. Пример расчета центрально нагруженного фундамента под колонну	145
6.2.1. Нагрузки, действующие на фундамент	145
6.2.2. Определение размеров подошвы фундамента	146
6.2.3. Назначение размеров подкоровника и плитной части	146
6.2.4. Проверка высоты нижней ступени плиты расчетом на продавливание	148
6.2.5. Подбор арматуры в подошве фундамента	149
Раздел 7. КИРПИЧНЫЙ ПРОСТЕНОК И ФУНДАМЕНТ ПОД НАРУЖНЫЕ СТЕНЫ	150
7.1. Указания по расчету несущих кирпичных стен многостажных зданий	150
7.2. Пример расчета кирпичного простенка	151
7.3. Расчет фундамента под наружную стену	154
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	155
РЕКОМЕНДАТЕЛЬНЫЙ БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	156

Учебное пособие

БАРТЕНЕВ Валент Сергеевич

ВОРОНОВ Виктор Иванович

ШИШОВ Иван Иванович

и др.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ
С НЕВОЛНЫМ КАРКАСОМ

Учебное пособие

Подписано в печать 14.01.07.

Формат 60x84/16. Гарнитура Таймс.

Усл. печ. л. 9,30. Тираж 150 экз.

Заказ 20-2007-1

Издательство

Владимирского государственного университета.

600000, Владимир, ул. Горького, 87.