

**РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ОТКРЫТЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ**

24/16/1

**Одобрено кафедрой
«Здания и сооружения
на транспорте»**

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

**Задание на курсовой проект №1
с методическими указаниями
для студентов V курса**

ЧАСТЬ I

специальности

**270102 ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО (ПГС)**



Москва – 2008

С о с т а в и т е л ь – канд. техн. наук., проф. Н.А. Кулакова

Р е ц е н з е н т – канд. техн. наук., проф. И.А. Сазыкин

Согласно учебному плану первая часть курса «Железобетонные и каменные конструкции» изучается на V курсе и в соответствии с программой включает разделы: «Железобетонные конструкции» и «Каменные и армокаменные конструкции».

Цель курсового проектирования состоит в том, чтобы помочь студенту освоить основные положения дисциплины и получить навыки проектирования конструкций с высокими технико-экономическими показателями.

Студенту до начала работы над курсовым проектом или его отдельной частью нужно внимательно прочитать методические указания и следовать изложенным в них рекомендациям.

Методические указания состоят из двух частей. Первая часть включает задание на курсовой проект, указания по содержанию пояснительной записки и графической его части, список литературы, указания по компоновке сборного перекрытия, а также указания по проектированию и расчету сборной железобетонной предварительно напряженной панели перекрытия; вторая – методические указания по проектированию и расчету ригеля, колонны, фундамента; указания по выполнению разделов «Монолитное перекрытие» и «Каменные конструкции».

Комплексный подход к проектированию здания являются относительно новым этапом в работе студентов и требуют использования знаний не только по дисциплине «Железобетонные конструкции», но и уже полученных по другим дисциплинам.

Настоящие методические указания должны помочь в курсовом проектировании, но ни в коей мере не заменяют учебную и нормативную литературу.

1.ЗАДАНИЕ НА КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

Разработать проект несущих конструкций многоэтажного промышленного или гражданского здания с неполным каркасом, а именно: с внутренним железобетонным каркасом и наружными несущими кирпичными стенами.

1.1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Исходные данные к заданию студент принимает из таблиц 1 и 2 по трем последним цифрам присвоенного ему шифра. Если третья с конца цифра шифра отсутствует, вместо нее принимается предпоследняя цифра шифра. Данные задания должны строго соответствовать шифру студента. Проект, выполненный не по заданию, не рецензируется.

Здание в поперечном направлении трехпролетное. Тип здания – промышленное или гражданское, а также количество пролетов в продольном направлении, студентом устанавливаются самостоятельно. Схема здания, его план и разрез, даны на рис.1.

Конструкции пола на междуэтажных перекрытиях и покрытия на верхнем этаже принимаются самостоятельно либо по предлагаемому вариантам приложения.

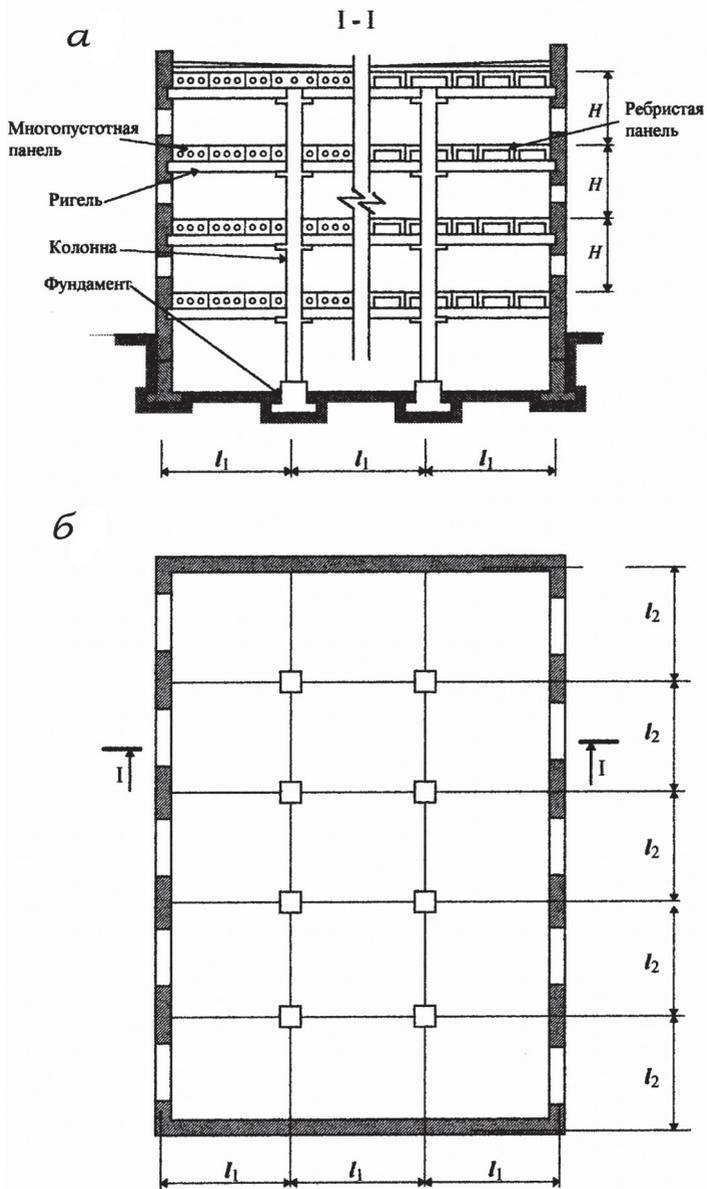


Рис. 1. Поперечный разрез (а) и план типового этажа (б) здания

1.2. СОДЕРЖАНИЕ И ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Курсовой проект № 1 по железобетонным и каменным конструкциям должен быть представлен в виде полутора листов чертежей формата А4 (594 × 841 мм) и расчетно-пояснительной записки 40-50 страниц формата А4.

Пояснительная записка должна состоять из двух основных разделов: исходных данных и расчетной части.

Исходные данные для расчета конструкций должны содержать:

а) условия эксплуатации конструкции (влажность; температура, агрессивность окружающей среды);

б) способ изготовления железобетонных конструкций (сборные или монолитные);

Таблица 1

Исходные данные

Наименование данных	Вариант									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Последняя цифра шифра										
Ширина здания в осях, м	15	18	21	24	18	21	15	18	21	24
Длина здания в осях, м	78	66	84	72	78	78	66	76	72	84
Количество этажей	4	5	7	6	4	5	5	4	6	7
Высота этажа (от пола до пола), м	4	4,8	4,2	5	4	4,6	4,4	5,4	6	4,4
Предпоследняя цифра шифра										
Расчетное сопротивление грунта R_o , МПа	0,30	0,35	0,20	0,25	0,30	0,40	0,25	0,45	0,20	0,30
Нормативная: длительно действующая полезная нагрузка, кН/м ²	10,0	12,0	14,0	10,0	13,0	10,0	12,0	10,0	14,0	11,0
Кратковременная полезная нагрузка, кН/м ²	2,0	0,5	15	2,0	0,5	1,5	1,5	1,5	2,0	2,0

Таблица 2

Исходные данные

Вариант (третья от конца цифра шифра)	Район строительства	Железобетонные конструкции				
		С ненапрягаемой арматурой			Предварительно напряженные	
		Класс бетона	Класс арматурной стали		Класс бетона	Класс арматурной стали
			для изгибаемых элементов	для колонн и фундаментов		
0	Свердловск	В 25	А-II	А-III	В 40	Ат-VI
1	Омск	В 15	А-IV	А-II	В 40	Ат-V
2	Минск	В 25	А-III	А-III	В 30	А-IV
3	Москва	В 25	Ат-IV	А-II	В 45	А-V
4	Новосибирск	В 15	А-IV	А-III	В 40	А-Шв
5	Киев	В 25	А-III	А-III	В 30	К-7
6	Рига	В 15	Ат-IV	А-II	В 40	Вр-II
7	Липецк	В 25	А-III	А-II	В 45	Ат-V
8	Казань	В 15	А-IV	А-III	В 40	К-7
9	Новгород	В 25	А-II	А-III	В 30	Вр-II

в) вид железобетона (преднапряженный, без предварительного напряжения);

г) способ создания предварительного напряжения (натяжение арматуры на упоры, натяжение арматуры на бетон).

Данные о бетоне:

а) вид бетона (тяжелый, на пористых заполнителях), объемная масса бетона и т.д.;

б) класс бетона (см. рекомендации [3, пп. 2.5 и 2.6]);

в) условия твердения (естественное твердение, тепловая обработка при атмосферном давлении, автоклавная обработка);

г) передаточная прочность R_{bp} (см. [3, п. 2.6]) – для предварительно напряженных конструкций;

д) расчетные характеристики и коэффициенты условий работы, соответственно, для периода эксплуатации и стадий

изготовления, транспортирования и монтажа; расчетные сопротивления бетона принимаются по [3, табл. 12 и 13] (коэффициенты надежности по бетону при сжатии и растяжении γ_{bc} и γ_{bt} для расчета конструкций по предельным состояниям даны в [3, табл. 11]; коэффициенты условия работы γ_{b2} [3 табл. 15]); значение начальных модулей упругости бетона [3, табл. 18]).

Данные о напрягаемой арматуре:

- а) вид и класс (для проволочной арматуры и диаметр);
- б) расчетные характеристики: нормативные сопротивления арматуры принимаются по [3, табл. 19 и 20]; коэффициент надежности по арматуре γ_s при расчете конструкций по предельным состояниям - по [3, табл. 21]; расчетные сопротивления арматуры - по [3, табл. 22, 23]; модуль упругости арматуры по [3, табл. 29] коэффициент условия работы арматуры по [3, табл. 24-27];
- в) способ натяжения (механический, электротермический, комбинированный и т.д.);
- г) предварительное напряжение σ_{con} (см. [3, п. 1.24]).

Данные о ненапрягаемой арматуре:

- а) класс стали (для проволочной арматуры указать диаметр);
- б) вид арматурных изделий (сварные каркасы и сетки);
- в) расчетные характеристики;
- г) марки стали (класс арматуры) закладных деталей (их элементов).

В исходных данных следует также перечислить требования предельных состояний второй группы:

- а) коэффициенты надежности по нагрузке γ_r , принимаемые при расчете (по [3, табл. 3]);
- б) категория конструкции по трещиностойкости и предельно допустимая ширина раскрытия трещин (см. [3, табл. 1 и 2]);
- в) предельно допустимые прогибы конструкций (см. [3, табл. 4]).

Расчетная часть проекта включает три раздела:

I раздел – расчет элементов сборного железобетонного междуэтажного перекрытия из крупноразмерных предварительно напряженных плит, уложенных по неразрезным ригелям (плита перекрытия, неразрезной ригель, колонна и фундамент);

II раздел – расчет элементов монолитного железобетонного ребристого перекрытия (только неразрезанные плиты и неразрезанные второстепенные балки)

III раздел – расчет внутреннего кирпичного столба (как вариант замены железобетонных колонн), либо наиболее нагруженный простенок первого этажа наружной кирпичной стены.

Рекомендуется расчетную часть проекта выполнять в следующем порядке:

1. Компоновка сборного перекрытия на основании предварительного сравнения технико-экономических показателей нескольких возможных для заданных размеров здания вариантов перекрытия.

2. Расчет и конструирование элементов основного варианта из сборного железобетона (выполняется в нисходящем порядке – «сверху вниз»):

а) расчет сборной предварительно напряженной панели перекрытия на действие эксплуатационных нагрузок по предельным состояниям первой (расчет продольного, поперечного армирования) и второй (расчет по образованию, раскрытию трещин и по деформациям) групп, а также на действие нагрузок при монтаже;

б) расчет сборного неразрезного ригеля (без предварительного напряжения арматуры) по предельным состояниям первой группы (расчет продольного, поперечного армирования) с построением эпюры материалов;

в) расчет сборной железобетонной колонны первого этажа (как наиболее нагруженной) на внецентренное сжатие с учетом случайного эксцентриситета на действие суммарной нагрузки от всех вышележащих этажей;

г) расчет узлов сопряжения ригеля с колонной и колонн между собой в зависимости от принятых конструктивных решений;

д) расчет сборного железобетонного фундамента стаканного типа под колонну по предельным состояниям первой группы.

3. Расчет и конструирование элементов монолитного перекрытия:

а) расчет многопролетной плиты монолитного перекрытия (расчет продольной арматуры);

б) расчет многопролетной второстепенной балки (расчет продольной и поперечной арматуры).

4. Расчет и конструирование элементов каменных конструкций: расчет кирпичного столба с сетчатым армированием подвального помещения на прочность при центральном сжатии или расчет внецентренно сжатого кирпичного простенка первого этажа.

По каждому разделу расчетной части в пояснительной записке должны быть представлены следующие материалы:

- расчетная схема элемента, ее описание, характер и направление действующих нагрузок, основные геометрические параметры (расчетный пролет);

- таблица нагрузок, подсчитанных для расчета по предельным состояниям первой и второй групп;

- статический расчет элемента;

- расчетные схемы сечений;

- конструктивный расчет – подбор арматуры для нормальных и наклонных сечений элементов, их компоновка с учетом расчетных ограничений.

Коэффициенты надежности по назначению конструкций γ_n в зависимости от степени зданий и сооружений принимаются по [3]. Для зданий и сооружений промышленного и гражданского назначений $\gamma_n=0,95$.

По тексту необходимы ссылки на литературные источники. Они даются в виде порядкового номера, принятого по списку использованной литературы и заключенного в квадратные скобки. Следует указывать названия рисунков и таблиц. Таблицы, рисунки, формулы необходимо нумеровать. В конце записки привести перечень использованной литературы.

Графическая часть проекта – основной документ проекта, в котором должен быть наиболее подробно и тщательно отражен результат всей работы. Чертеж должен дать полное представление о разработанных конструкциях. Чертежи выполняются в соответствии с требованиями Единой системы конструктор-

ской документации (ЕСКД) и Системы проектной документации в строительстве (СПДС), по ГОСТам на строительное черчение [11-19]. Чертить следует четко, карандашом.

На первом листе стандартного формата должны быть размещены:

1. Поперечный разрез и фрагмент плана здания (М 1:200) с маркировкой несущих элементов.

2. Чертежи панели перекрытия:

а) опалубочный план панели (М-1:20);

б) разрезы – поперечный (М 1:10) и продольный (М 1:20) с указанием расположения всей арматуры (рабочей, монтажной, конструктивной);

в) конструктивные чертежи каркасов (М 1:20), сеток, которыми армируют панели, и закладных деталей.

3. Чертежи неразрезного ригеля:

а) боковой вид ригеля с опорными конструкциями;

б) опалубочный чертеж и необходимые поперечные разрезы с указанием всей арматуры (рабочей, монтажной, конструктивной) с геометрическими размерами;

в) детали построения огибающей эпюры моментов и эпюры материалов в масштабе ригеля (М 1:50) в полной увязке с арматурными чертежами;

г) чертежи закладных деталей.

4. Чертежи колонны:

а) боковой вид, стык колонн и характерные поперечные разрезы (М 1:20) с подробным указанием всей необходимой арматуры;

б) чертежи продольного каркаса колонны, каркаса консолей и торцовых сеток;

в) чертежи закладных деталей колонны и ее стыка (М 1:50 или М 1:10).

5. Чертежи фундамента:

а) план и разрез фундамента (М 1:25) с указанием расчетной арматуры (нижняя сетка) и арматуры стенок стакана фундамента.

Спецификация арматуры составляется только на панель и ригель.

На втором листе (1/2 стандартного формата) размещают чертежи плиты, второстепенной балки монолитного перекрытия и элементы конструкций.

Степень детализации чертежей плиты и второстепенной балки варианта из монолитного железобетона та же, что и для варианта из сборного железобетона. При этом всю арматуру необходимо обозначить позициями (в планах, разрезах), спецификацию арматуры можно не делать.

В состав элементов каменных конструкций включается: поперечный разрез наружной стены на всю высоту (включая карниз и фундамент) и фрагмент фасада, охватывающей не менее двух вертикальных рядов оконных проемов (М 1:30 или М 1:40); сечение простенков; план и разрез кирпичного столба (М 1:20).

2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

2.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Приступая к выполнению курсового проекта, необходимо детально изучить материалы теоретического курса железобетонных и каменных конструкций в соответствии с программой, внимательно ознакомиться с заданием и настоящими методическими указаниями, правильно выбрать данные для проектирования в соответствии со своим шифром.

В данном курсовом проекте предлагается запроектировать основные несущие конструкции 4-7 – этажного здания с наружными несущими каменными стенами и внутренним железобетонным каркасом, состоящим из железобетонных перекрытий и поддерживающих колонн. При такой конструкции здание рассматривается по жесткой конструктивной схеме, в которой горизонтальные нагрузки передаются через недеформируемые в своей плоскости диски перекрытия на поперечные и продольные стены, обеспечивающие пространственную жесткость здания в целом. В этом случае внутренние железобетонные конструкции здания рассчитывают только на действие вертикальных нагрузок. Необходимо отметить, что жесткая

конструктивная схема здания обеспечивается соответствующими расстояниями между несущими и ограждающими стенами в зависимости от их конструктивных характеристик.

Расчет элементов железобетонных конструкций должен производиться по методу предельных состояний, который является обязательным, для практического применения при проектировании строительных конструкций. Каждый студент обязан им овладеть, изучив основные положения метода расчета [1; 3; 5; 6; 9].

Примеры конструирования и расчета железобетонных конструкций даны в [1; 5; 6].

2.2. КОМПОНОВКА СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ И ВЫБОР ВАРИАНТА ДЛЯ ДЕТАЛЬНОЙ РАЗРАБОТКИ

Выполнение проекта следует начинать с «разбивки» сетки колонн, привязки наружных стен к осям и компоновки сборного перекрытия.

В практике проектирования в настоящее время используются следующие унифицированные расстояния между колоннами: кратные укрупненному модулю 6М (600 мм) – 4,2; 4,8; 5,4; 6,0; 6,6 – в жилых зданиях; кратные укрупненному модулю 12М (1200 мм) – 4,8; 6,0; 7,2; 9,0 м – в общественных зданиях; кратные модулю 30 М (3000 мм) – 6; 9; 12 м – в промышленных зданиях. В курсовом проекте ширина и длина здания по методическим соображениям приняты с отклонениями от этих стандартов, поэтому сетку колонн (расстояние между колоннами в обоих направлениях) следует принимать кратной укрупненному модулю nM ($n \times 100$).

Процесс компоновки сборного балочного перекрытия заключается в следующем:

- выбирается направление ригелей и форма их поперечного сечения;
- выбирается тип панели перекрытия – по форме поперечного сечения: пустотное, ребристое;
- выявляется номинальная ширина панелей и производится их раскладка в перекрытии.

«Привязка» наружных стен к разбивочным осям осуществляется одновременно с компоновкой вариантов перекрытия из сборных элементов. Все это выполняется с учетом назначения здания – производственное или гражданское – в зависимости от полезных нагрузок, требований унификации.

Расположение ригелей в схеме балочного перекрытия может быть решено двояко: продольным и поперечным (относительно длины здания). Выбор направления ригелей диктуется различными соображениями: архитектурными, конструктивными, технологическими, экономическими. Например, поперечное расположение ригелей повышает жесткость здания в поперечном направлении, а продольное (в вытянутых в плане зданиях) приводит к уменьшению числа монтажных единиц, улучшает освещенность здания при ребристых панелях и т.д.

Рекомендуется составить эскизно два варианта расположения ригелей (вдоль и поперек здания), как это показано на рис.2, выявить положительные и отрицательные стороны каждого варианта с учетом указанных требований.

Форма поперечного сечения ригеля зависит от способа опирания на него панелей перекрытия. Если они укладываются по верху ригелей (рис. 3,а), то сечение ригелей принимается прямоугольным, с ориентировочными размерами: высота сечения: $h = \frac{1}{10}L$, где L – пролет ригеля; ширина сечения

$b \approx (0,35 \div 0,40)h$, но не менее 200 мм. При опирании панелей в пределах высоты ригеля их сечения могут иметь форму тавра (см. рис. 3,б,в) с шириной ребра сечения $b \approx 200 \div 300$ мм, высотой сечения $h = \frac{1}{10}L$, с вылетом полки, на которые опираются панели, $c \approx 100 \div 175$ мм мм.

В увязке с сеткой колонн в каждом варианте перекрытия следует подобрать по каталогам типовых изделий и справочникам сборные предварительно напряженные панели перекрытия. Тип их поперечного сечения зависит от функционального назначения здания, полезных нагрузок на перекрытие, величины пролетов.

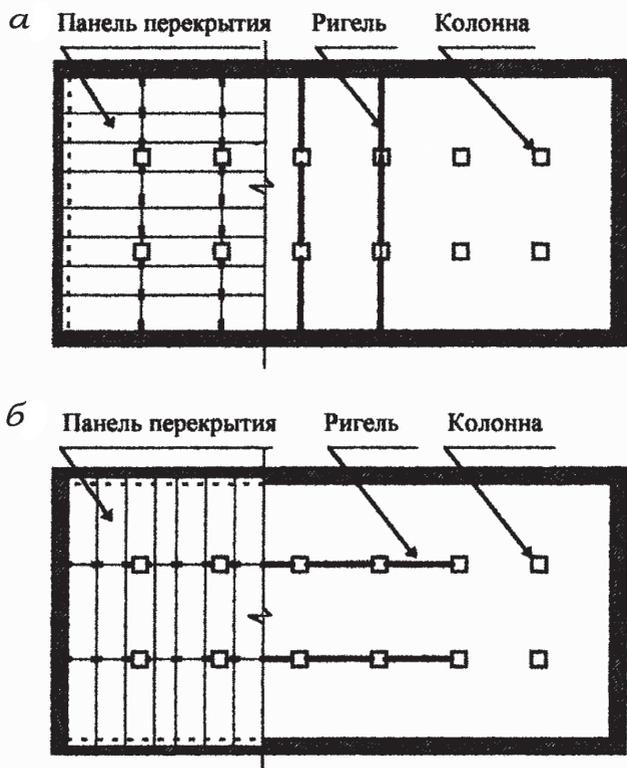


Рис.2. Схемы компоновки сборного перекрытия с поперечным (а) и про-дольным (б) расположением ригелей

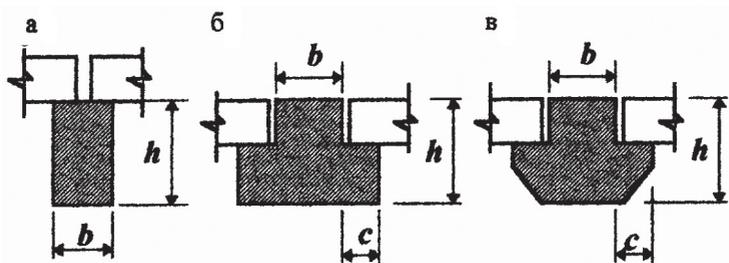


Рис. 3. Формы поперечного сечения ригеля

В гражданских зданиях при полезных нагрузках до $5-6 \text{ кН/м}^2$, в некоторых случаях до 8 кН/м^2 , применяются в большинстве случаев **пустотные** (с круглыми пустотами) сборные панели перекрытий с высотой сечения 220 мм . В перекрытиях производственных зданий при любых значениях нагрузок применяются преимущественно **ребристые** панели, ребрами вниз, П-образного вида.

Номинальная ширина панелей перекрытий – расстояние между разбивочными осями – назначается кратной шагу колонн.

Конструктивные размеры элемента отличаются от номинальных на величину швов и зазоров. Конструктивную ширину панелей перекрытия принимают меньше номинальной на 10 мм .

Натурный размер – фактический размер элемента, отличающийся от конструктивного на величину установленного допуска.

При компоновке схемы перекрытия следует иметь в виду форму и размеры сечений сборных железобетонных колонн. Желательно, чтобы колонны имели постоянное сечение по высоте здания.

На основании сравнения технико-экономических показателей вариантов перекрытия выбирают один для детального проектирования. Сравнение вариантов сборного перекрытия можно производить по следующим показателям: по расходу (объему) железобетона на 1 м^2 перекрытия, общему количеству сборных элементов перекрытия.

2.3. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ

2.3.1. Общие принципы проектирования панелей перекрытия

Выбор типа панели производится самостоятельно в зависимости от назначения здания, архитектурно-планировочных требований, временной нагрузки и других условий. Могут быть применены следующие типы панелей: плоская панель сплошного сечения (при временной нагрузке до 4 кН/м^2), круглопустотный настил (при временной нагрузке до 6 кН/м^2), ребристая панель типа П (при временной нагрузке свыше 6 кН/м^2). Возможно применение панелей типа 2Т и конструкций из мелкозернистого бетона или керамзитобетона с соответствующей корректировкой собственной массы.

Минимальную толщину бетона в поперечных сечениях круглопустотных панелей следует принимать из условий укладки и уплотнения бетонной смеси и размещения арматуры, но не менее 25 мм. Толщину полки ребристых панелей и панелей типа 2Т принимают из условия обеспечения прочности на продавливание при действии сосредоточенных нагрузок — не менее 35 мм.

Ширина ребер панелей по низу должна назначаться из условия обеспечения толщины защитного слоя бетона (не менее 70 мм); ширина ребер по верху — из условия наклона грани ребра — 1:10. Более подробно указания по компоновке сечений даны в п. 2.3.5 настоящих указаний.

Расчет сборной железобетонной предварительно напряженной панели перекрытия производится по предельным состояниям первой и второй групп как изгибаемого элемента.

На основании этих расчетов должны быть обеспечены прочность, жесткость и трещиностойкость панели от действия эксплуатационных, транспортных и монтажных нагрузок.

2.3.2. Расчет панели на действие эксплуатационных нагрузок

Расчет производится в следующем порядке:

- 1) составляется расчетная схема панели и определяются действующие нагрузки;
- 2) выполняется статический расчет панели с определением максимальных изгибающих моментов и поперечных сил;
- 3) компонуется поперечное сечение панели с учетом расчетных и конструктивных ограничений для расчета по первой группе предельных состояний;
- 4) выполняется расчет панели по предельным состояниям первой группы — на прочность по нормальным и наклонным сечениям с подбором продольной и поперечной арматуры;
- 5) для ребристых плит составляется расчетная схема полки, и производится расчет полки на местный изгиб;
- 6) компонуется поперечное сечение панели с учетом расчетных и конструктивных ограничений для расчета по второй группе предельных состояний (для пустотных плит);
- 7) выполняется расчет панели по предельным состояниям

второй группы – на образование и раскрытие трещин и по деформациям.

2.3.2. Выбор расчетной схемы панели перекрытия и подсчет нагрузок

Расчетная схема панели перекрытия принимается как для свободной опертой балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой.

Расчетный пролет панели l_0 определяется в зависимости от условий опирания:

- при опирании панели на ригель прямоугольного сечения

$$l_0 = l_1 - b/2;$$

- при опирании панели на полку ригеля таврового сечения

$$l_0 = l_1 - a - b,$$

где l_1 – номинальная длина панели (расстояние между осями);

b – ширина ригеля;

a – размер полки ригеля.

При определении нормативных и расчетных значений нагрузок следует руководствоваться указаниями [3 и 4].

Постоянные нагрузки, действующие на элементы перекрытий, складываются из массы пола и нагрузки от массы несущих железобетонных конструкций. Коэффициенты надежности по нагрузке от массы строительных конструкций приведены [1, с. 89; 4, табл. 1]. Примеры разрезки перекрытий даны в приложении.

В задании на проектирование указаны нормативные значения временных нагрузок в виде полезных длительно действующей и кратковременной нагрузок. В курсовом проекте коэффициент надежности для полезной длительно действующей и для кратковременной нагрузок можно принять равным 1,2.

Подсчет нагрузок на 1 м^2 панели целесообразно вести в табличной форме.

Таблица 3

Нагрузка на 1 м² панели

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
I. Постоянная			
I.1. Масса пола:			
• керамическая плитка ($\delta = 15$ мм, $\gamma = 1600$ кгс/м ³)	0,24	1,2	0,288
• цементно-песчаная стяжка, ($\delta = 20$ мм, $\gamma = 1800$ кг/м ³)	0,36	1,2	0,38
• песчаная засыпка ($\delta = 60$ мм, $\gamma = 1600$ кг/м ³)	0,96	1,2	1,15
I.2. Собственная масса панели	2,5	1,1	2,75
Итого	4,02		4,57
II. Временная полезная			
II.1. Длительно действующая	10,0	1,2	12,0
II.2. Кратковременная	2,0	1,2	2,4
Полная	16,02		18,97

2.3.4. Статический расчет панели перекрытия

Статический расчет заключается в определении максимальных внутренних усилий в сечениях панели — изгибающих моментов и поперечных сил:

$$M = \frac{ql_0^2}{8} B_n; \quad Q = \frac{ql_0}{2} B_n,$$

где B_n — номинальная ширина панели.

Множитель B_n переводит нагрузку q , вычисленную на 1 м² панели, в нагрузку на погонный метр длины панели.

Для расчета по первой группе предельных состояний вну-

тренные усилия определяются от полной расчетной нагрузки.

Для расчета по второй группе предельных состояний внутренне усилия определяются:

- от нормативной длительно действующей (постоянной плюс длительно временной) gn ;
- от нормативной кратковременной vn ;
- от нормативной полной qn .

В пояснительной записке должны быть представлены эпюры изгибающих моментов и поперечных сил.

2.3.5. Компоновка поперечного сечения панели

Прежде чем приступить к расчету панели на прочность, необходимо предварительно назначить размеры элементов ее поперечного сечения и заменить его расчетным, несколько упрощенным, учитывающим предпосылки расчета по предельным состояниям (рис. 4).

При расчете ребристой панели по первой группе предельных состояний бетон растянутой зоны не учитывается, поэтому фактическое поперечное сечение панели заменяются расчетным сечением в форме тавра с полкой в сжатой зоне, ширина ребра которого равна суммарной ширине ребер панели (см. рис. 4, а).

Для определения расчетной ширины ребра b и толщины полки h'_f пустотных панелей их фактическое поперечное сечение заменяется эквивалентным по площади и моменту инерции двутавровым. Круглые пустоты для этой цели заменяют квадратными, сторона которых принимается $h = 0,9d$, где d – диаметр пустоты.

Расчетная ширина ребра тавра или двутавра, к которым приводится фактическое сечение пустотной панели равна :

$$b = b'_f - nb_1,$$

где n – количество пустот.

Высота поперечного сечения панели может быть принята не менее $h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) l_0$.

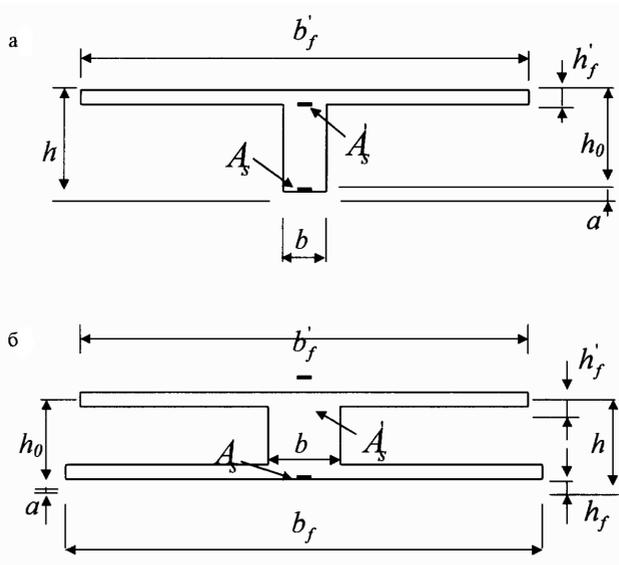


Рис. 4. Расчетные поперечные сечения ребристых (а) и пустотных (б) панелей

Ширина ребер и простенков между пустотами должна быть достаточной для обеспечения прочности по наклонным сечениям и для размещения арматурных каркасов и принимается не менее $65 \div 80$ мм в ребристых панелях и не менее $30 \div 35$ мм в пустотных панелях. Толщина полок (плит) ребристых панелей принимается не менее 30 мм, а в пустотных – не менее $30 \div 35$ мм.

2.3.6. Расчет панели по предельным состояниям первой группы

Расчет изгибаемых железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы должен производиться для сечений, нормальных и наклонных к продольной оси элемента.

Расчет на прочность сечений, нормальных к продольной оси. Сечения, нормальные к продольной оси, рассчитываются по прочности на действие изгибающего момента.

Расчетным поперечным сечением панели является тавровое сечение с полкой, расположенной в сжатой зоне – для ребри-

стых панелей и панелей с округлыми пустотами, так как бетон растянутой зоны при расчетах на прочность не учитывается.

При расчете прочности нормальных сечений тавровой формы следует учитывать требования [3, п. 3.16, а], по которым ширина свеса полки в каждую сторону от ребра не должна превышать при наличии поперечных ребер половины расстояния в свету между ребрами и $1/6$ пролета рассчитываемого элемента при $h \geq 0,1 h$ (см. также [3, п. 3.16, б]).

Расчет изгибаемых железобетонных элементов на прочность следует выполнять в соответствии с требованиями [3, п. 3.10 – 3.18], указаниями [1, гл. 3], а также рекомендациями [6, п. 3.11 – 3.24; 7, п. 3.3 – 3.16].

При расчете тавровых сечений различают два случая положения нижней границы сжатой зоны: в пределах полки и ниже полки.

Если граница сжатой зоны проходит в полке, т.е. соблюдается условие

$$R_s A_s \leq R_b b_f' h_f' + R_{sc} A_s' \quad (1)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b_f' согласно указаниям [3, п. 3.15].

Если граница проходит в ребре, т.е. условие (1) не соблюдается, расчет производится из условия

$$M \leq R_b b_x (h_0 - 0,5x) + R_b (b_f' - b_1) h_f' (h_0 - 0,5 h_0') + R_{sc} A_s' (h_0 - a') \quad (2)$$

Определение требуемой площади рабочей продольной арматуры производится с учетом установленного расчетного случая.

Согласно [3, п. 3.11] расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, должен производиться в зависимости от отношения между относительной высотой сжатой зоны бетона

$\xi = \frac{x}{h_0}$, определяемой из соответствующих условий равновесия,

и граничным значениям относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R , при котором придельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

При $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ расчет прямоугольных сечений производит-

ся из условия

$$M \leq R_b b_x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A' (h_0 - a'). \quad (3)$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc'u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (4)$$

где σ_{sR} – напряжение в арматуре, МПа, принимаемое согласно [3, п. 3.12] в зависимости от класса арматуры;

$\sigma_{sc'u}$ – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, принимаемой при $\gamma_{b2} \geq 1,0$ равным 400 МПа, а для элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов, если учитывается коэффициент $\gamma_{b2} < 1,0$ – равным 500 МПа;

ω – характеристика сжатой зоны бетона:

$$\omega = a - 0,008 R_b; \quad (5)$$

a – коэффициент, принимаемый равным 0,85 для тяжелого бетона;

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы, МПа.

В зависимости от класса арматуры значения σ_{sR} принимаются:

- арматура классов А-1, А-11, А-111, А-IIIВ, Вр-1

$$\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp}; \quad (6)$$

- арматура классов А-IV, А-V, А-VI

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}. \quad (7)$$

- арматура классов В-11, Вр 11, К-7, К-19

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp}. \quad (8)$$

В формулах (6), (7), (8): R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры за исключением γ_{s6} (см. [3, п. 3.13]); σ_{sp} – предварительное напряжение в арматуре без учета потерь, определяется согласно указаниям [3, п. 1.28]; значения $\Delta\sigma_{sp}$, принимаются по указаниям [3, п. 3.28].

При расчете по прочности железобетонных элементов с высокопрочной арматурой классов А-IV, А-V, А-VI, В-11, Вр-11, К-7 при соблюдении условия $\xi \leq \xi_R$ расчетное сопротивление арматуры должно быть умножено на коэффициент γ_{s6} (см. [3, табл.24]),

определяемый по формуле

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta, \quad (9)$$

где η – коэффициент, принимаемый равным: для арматуры классов

A-IV – 1,2; A-V, B-II, Bp-II, K-7 – 1,15; класса A-VI – 1,10.

Значение предварительного напряжения σ_{sp} в напрягаемой арматуре без учета потерь следует назначать согласно рекомендациям [3, п.1.23] для стержневой и проволочной арматуры с учетом допустимых отклонений по условиям:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser}, \quad \sigma_{sp} - p \leq 0,3R_{s,ser}, \quad (10)$$

где $R_{s,ser}$ – расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний второй группы.

Значение p , МПа, при механическом способе натяжения арматуры принимается равным $0,05 \sigma_{sp}$, а при электротермическом и электротермомеханическом способах определяется по формуле

$$p = 30 + \frac{360}{l}, \quad (11)$$

где l – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров), м.

При автоматизированном натяжении арматуры значение числителя 360 в формуле (11) заменяется на 90.

Рекомендуется следующий порядок определения требуемой площади напрягаемой продольной арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения панели перекрытия, при условии прохождения границы сжатой зоны в полке:

1. Определяется коэффициент A_0

$$A_0 = \frac{M}{R_b b' h_0^2}. \quad (12)$$

2. Определяется по [1, табл. 3.1] коэффициент α_m , относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$ необходимой для вычисления коэффициента γ_{s6} и коэффициента η .

3. Проверяется условие $\xi > \xi_R$. При $\xi > \xi_R$ разрешается принять $\xi = \xi_R$ и по таблицам найти соответствующее значение ко-

ээффициента α_m .

4. Определяется требуемая площадь напрягаемой продольной арматуры

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} R_s \eta h_0}. \quad (13)$$

Если граница сжатой зоны проходит в ребре, порядок определения площади сечения продольной напрягаемой арматуры следующий:

1. Определяется коэффициент A_0

$$A_0 = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)}{R_b b h_0^2}. \quad (14)$$

2. Определяется относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$ (см. [1, табл. 3.1; 6, табл. 26]).

3. Проверяется условие

$$\xi = x/h_0 \leq \xi_R.$$

При значениях $\xi > \xi_R$ разрешается принять $\xi = \xi_R$.

4. Определяется требуемая площадь напрягаемой продольной арматуры, расположенной в растянутой зоне,

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 + R_b (b'_f - b) h'_f}{\gamma_{s6} R_s}. \quad (15)$$

По требуемой площади рабочей арматуры с учетом указаний по конструированию панелей перекрытия [8] следует назначить количество и диаметр стержней продольной арматуры. Принятая площадь стержней не должна превышать требуемую более, чем на 5 %. Расчетные площади поперечных сечений арматуры даны в [1, прил. 6].

Расчет на прочность сечений, наклонных к продольной оси.

Указания по расчету на прочность наклонных сечений изгибаемых элементов на действие поперечной силы даны в [3, п. 3.29-3.35; 1, гл. 3, п. 3.5; 5, п. 3.19-3.35] согласно расчетной схеме, представленной на рис. 5.

Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению (в общем случае) из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (16)$$

где Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} – поперечное усилие, воспринимаемое хомутами.

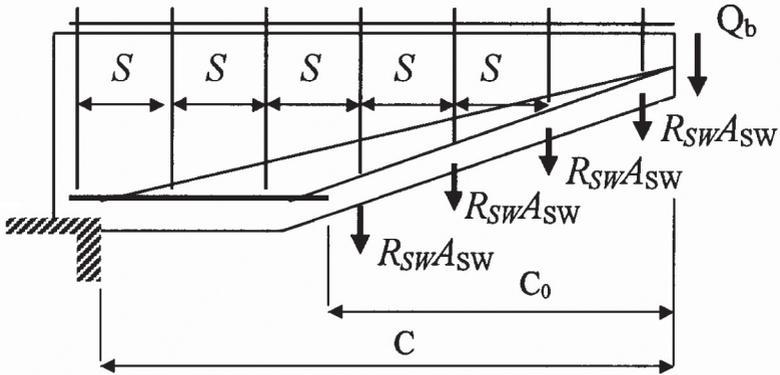


Рис. 5. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси изгибаемого элемента

Поперечная сила Q в условии (16) определяется от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения.

Предельное поперечное внутреннее усилие Q_b , воспринимаемое бетоном сжатой зоны, определяется по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{br}bh_0^2}{C}, \quad (17)$$

где C – длина проекции наиболее опасного сечения на продольную ось элемента

$$C = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{br}bh_0^2}{0,5}; \quad (17')$$

φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние вида бетона (для тяжелого и ячеистого бетонов принимается равным 2,0);

φ_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах,

$$\varphi_f = 0,95 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}, \text{ но не более } 0,5, \quad (18)$$

при этом b'_f принимается не более $b + 3h'_f$, а поперечная арматура должна быть заанкерена в полке;

φ_n – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил и определяемый по формуле

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt}bh_0}, \quad (19)$$

но не более 0,5.

Для предварительно напряженных элементов $N = P$, где P – усилие предварительного обжатия, определяемое по [3, формула (8)].

Значение $1 + \varphi_f + \varphi_n$ во всех случаях принимается не более 1,5.

Значение Q_b , вычисленное по формуле (17), принимается не менее

$$\varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt}bh_0.$$

Коэффициент φ_{b3} принимается для тяжелого бетона равным 0,6.

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой (в общем случае) должна быть также обеспечена прочность по наклонному сечению в пределах участка между хомутами, между опорой и отгибом и между отгибами.

Поперечное внутреннее усилие Q_{sw} определяется как сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в хомутах, пересекающих опасную наклонную трещину,

$$Q_{sw} = \Sigma R_{sw}A_{sw}, \quad (20)$$

где R_{sw} , A_{sw} – соответственно расчетное сопротивление и площадь поперечного сечения хомутов (см. [3, табл. 22, 23]).

Для элементов с поперечной арматурой в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента и имеющих постоянный шаг в пределах рассматриваемого сечения, поперечное усилие

$$Q_{sw} = q_{sw}C_0, \quad (21)$$

где q_{sw} – усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения

$$q_{sw} = R_{sw}A_{sw}/S. \quad (22)$$

При этом для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно удовлетворяться условие

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_3(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{br}b}{2}. \quad (23)$$

Длина проекции опасной наклонной трещины C_0 (см. рис. 5) принимается не более $2h_0$ и не более значения C , а также не менее h_0 , если $C > h_0$,

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{u2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{br}bh_0^2}{q_{sw}}}. \quad (24)$$

Согласно [3, п.3.30] необходима проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами из условия

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0,$$

где φ_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси и определяемый по формуле

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w,$$

но не более 1,3,

$$\text{где } \alpha = \frac{ws}{E_b}, \mu_\alpha = \frac{A_{sw}}{b_s}.$$

Коэффициент φ_{b1} , определяется по формуле

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b,$$

где β – коэффициент, принимаемый равным 0,01 для тяжелого и ячеистого бетонов и 0,02 – для легкого бетона;

R_b – в МПа.

Кроме того, поперечное армирование должно удовлетворять конструктивным требованиям [3, пп. 5.26-5.28]: на приопорных участках длиной $1/4$ пролета расстояние между вертикальными стержнями принимается при высоте $h \leq 450$ мм не более $h/2$ и не более 150 мм; при высоте сечения $h > 450$ мм – не более $h/3$ и не более 500 мм; на остальной части пролета расстояние между поперечными стержнями при высоте сечения $h > 500$ мм должно быть не более $3/4h$ и не более 500 мм.

Расчет верхней полки на местный изгиб. Расчет на местный изгиб верхней полки ребристой панели производится по балочной схеме или как плиты опертой по контуру с учетом защемления, в зависимости от наличия поперечных ребер и соотношения пролетов плиты.

Расчетный пролет плиты принимается равным расстоянию в свету между ребрами панели.

Определение нагрузок, действующих на плиту панели, удобнее производить в табличной форме (см. табл.3). При подсчете постоянной нагрузки необходимо учесть собственную массу плиты $\gamma h'_p$ где γ – объемная масса тяжелого бетона; $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$; h – высота полки.

В результате статического расчета плиты определяются изгибающие моменты в сечениях плиты и производится подбор сечения рабочей арматуры: последовательно определяются коэффициент A_0 , соответствующее ему значение α_m и площадь поперечного сечения арматуры A_s (см. формулы (14), (15)).

Армируется плита сварными сетками согласно ГОСТ 8478-81.

2.3.7. Расчет панели перекрытия по предельным состояниям второй группы

Расчет изгибаемых железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы выполняют в соответствии с указаниями [3, п.4.1-4.36, гл.7; 6, п. 4.1-4.24; 7, п. 4.1-4.40]. Эти расчеты должны обеспечивать трещиностойкость элемента и его жесткость, т.е. факторы, гарантирующие нормальную эксплуатацию конструкций.

К трещиностойкости конструкций предъявляются требования соответствующих категорий в зависимости от условий, в которых работает конструкция, и от вида применяемой арматуры.

Требования к железобетонным конструкциям по трещиностойкости приведены в [3, табл. 1,2] и должны быть установлены студентом в процессе проектирования.

Учет нагрузок и необходимые расчеты на трещиностойкость – расчет по образованию трещин, расчет на раскрытие трещин, расчет по закрытию трещин производится согласно [3, табл. 3].

Прогибы железобетонных конструкций не должны превышать предельно допустимых величин, указанных в [3, табл. 4].

Для выполнения расчетов по второй группе предельных состояний необходимо вычислить геометрические характеристики приведенного сечения панели (см. [3, п. 1.28]) и определить

потери предварительного напряжения арматуры согласно указаниям [3, п. 1.26].

Приведенное сечение включает в себя сечение бетона с учетом ослабления его пазами, каналами и т.д., а также сечение всей продольной (напрягаемой и ненапрягаемой) арматуры, умноженное на отношение соответствующих модулей упругости арматуры и бетона – α .

Геометрические характеристики приведенного сечения для бетона одного класса определяются по формулам:

- площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha A_s + \alpha A'_s + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp}; \quad (25)$$

- расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой грани (рис. 6)

$$y_s = \frac{S_{red}}{A_{red}}, \quad (26)$$

где S_{red} – статический момент приведенного сечения относительно растянутой грани

$$S_{red} = S + \alpha A_s a + \alpha A'_s (h - a) + \alpha A_{sp} a_{sp} + \alpha A'_{sp} (h - a'_{sp}). \quad (27)$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$J_{red} = J + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s y_s'^2 + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} y_{sp}'^2. \quad (28)$$

Для расчета потерь предварительного напряжения арматуры следует учитывать:

- при натяжении арматуры на упоры:

а) первые потери – от релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада, деформации анкеров, деформации форм (при неодновременном натяжении арматуры на формы), быстронатекающей ползучести бетона;

- б) вторые потери – от усадки и ползучести бетона;

- при натяжении арматуры на бетон:

а) первые потери – от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов или о поверхности бетона конструкций;

б) вторые потери – от релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона и т.д.

Потери предварительного напряжения арматуры должны определяться по [3, табл. 5], при этом суммарную величину по-

теперь при проектировании конструкций следует принимать не менее 100 МПа.

Усилие обжатия с учетом полных потерь

$$P_2 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los}). \quad (29)$$

Расчет по образованию трещин. Железобетонные элементы рассчитываются по образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по образованию трещин производится:

а) с целью избежать их появления в элементах, к трещиностойкости которых предъявляются требования 1-й категории и в элементах, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, если по расчету не обеспечивается надежное закрытие этих трещин;

б) для определения необходимости проверки по раскрытию трещин (2-я и 3-я категории требований к трещиностойкости) и по закрытию (2-я категория требований к трещиностойкости);

в) для выяснения случая расчета по деформациям.

Нормы рекомендуют производить расчет панели перекрытий как изгибаемого элемента по образованию трещин по способу ядровых моментов (см. [3, пп. 4.1-4.9]).

Расчет предварительно напряженных железобетонных изгибаемых элементов по образованию нормальных трещин рекомендуется производить из условия:

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (30)$$

где M_r – 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, трещинообразование которой проверяется;

M_{crc} – момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин.

Величина M_r для изгибаемых элементов соответствует изгибающему моменту от полной нормативной нагрузки

$$M_r = M. \quad (31)$$

Величина M_{crc} определяется по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp}, \quad (32)$$

где M_{rp} – изгибающий момент от усилия предварительного обжатия P относительно той же оси, что и для определения M_r (рис.6). Знак момента определяется направлением вращения: «плюс» – когда, направления моментов M_r и M_{rp} противоположны, «минус» – когда направления моментов совпадают.

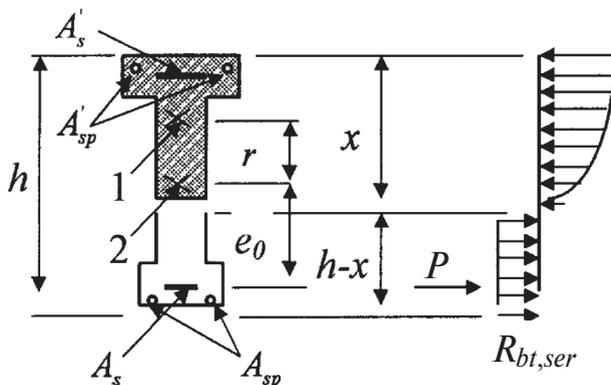


Рис. 6. Схемы усилий и эпюры напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, при изгибе: 1 – ядровая точка; 2 – центр тяжести сечения

При расчете по образованию трещин в зоне сечения, растянутой от действия внешних нагрузок, но сжатой от действия усилия предварительного обжатия (см. рис. 6), величина M_{rp} в формуле (32) определяется следующим образом:

$$M_{rp} = P(e_{op} + r). \quad (33)$$

При расчете по образованию трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия

$$M_{rp} = P(e_{op} - r). \quad (34)$$

Здесь r – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

Для изгибаемых предварительно напряженных элементов

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (35)$$

где

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}}, \quad (36)$$

но принимается не менее 0,7 и не более 1,0;

σ_b – максимальное напряжение в сжатом бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного напряжения, вычисляемое как для упругого тела по приведенному сечению;

W_{red} – упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне.

Величина W_{pl} в формуле (32) – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона.

При соблюдении условия (30) трещин, нормальных к продольной оси элемента, не образуется.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться в соответствии с указаниями [3, п. 4.11] из условия

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser}, \quad (37)$$

где γ_{b4} – коэффициент условий работы бетона, равный

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}}{0,2 + \alpha B}, \quad (38)$$

но не более 1,0;

α – коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона 0,01;

B – класс бетона по прочности на сжатие, МПа.

Значение αB следует принимать не менее 0,3.

Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения в бетоне σ_{mt} и σ_{mc} определяются по формулам сопротивления материалов [2, формула (143)].

Расчет по раскрытию трещин. Железобетонные конструкции рассчитываются по раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, согласно указаниям [3, п. 4.13-4.16; 1, гл. 7; 6, п. 4.6-4.12].

Предельная ширина раскрытия трещин: непродолжительная a_{cre1} и продолжительная a_{cre2} , обеспечивающая сохранность

арматуры, в зависимости от категории трещиностойкости конструкций приведена в [3, табл. 2].

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента a_{crc} (мм), следует определять по формуле

$$a_{crc} = \delta \varphi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^3 \sqrt{d}, \quad (39)$$

где δ – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для изгибаемых элементов;

φ_1 – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при учете кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; при учете многократно повторяющейся нагрузки, а также продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона естественной влажности $\varphi_1 = 1,60 - 15\mu$;

η – коэффициент, равный 1,0 при стержневой арматуре периодического профиля, 1,2 – при проволочной арматуре периодического профиля и канатах;

σ_s – напряжение в стержнях крайнего ряда арматуры; для изгибаемых элементов

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{A_s z}, \quad (40)$$

μ – коэффициент армирования сечения, принимаемый равным отношению площади сечения арматуры A_s к площади сечения бетона (при рабочей высоте h_0 и без учета сжатых свесов полок), но не более 0,02;

d – диаметр арматуры, мм.

Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, при армировании хомутами, нормальными к продольной оси, определяется по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \frac{0,6\sigma_{sw} d_w \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15E_b(1 + 2\alpha\mu_w)}, \quad (41)$$

где φ_1 – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при учете кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; при учете многократно

повторяющейся нагрузки, а также продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона естественной влажности $\varphi_1 = 1,5$;

η – то же, что и в формуле (39);

d_w – диаметр хомутов;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_f}; M_w = \frac{A_{sw}}{b_s}. \quad (42)$$

Напряжение в хомутах определяется по [3, формула (153)]. Напряжение σ_{sw} не должно превышать $R_{s,ser}$.

Ширина непродолжительного раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3}, \quad (43)$$

где a_{crc1} – ширина раскрытия трещин от непродолжительно-го действия всей нагрузки;

a_{crc2} – ширина раскрытия трещин от непродолжительно-го действия постоянной и длительной нагрузок;

a_{crc3} – ширина раскрытия трещин от постоянной и длительной нагрузок.

Полученные значения ширины раскрытия трещин не должны превышать предельных.

Расчет панели перекрытия по деформациям. Расчет панели по деформациям заключается в определении ее прогиба от нагрузок с учетом длительности их действия и в сравнении его с предельным прогибом, т.е. в проверке условия

$$f \leq f_{пред.}, \quad (44)$$

где $f_{пред.}$ – устанавливается по [3, табл. 4].

Прогибы f изгибаемых железобетонных элементов вычисляются по формулам строительной механики,

$$f = S l_0^2 \left(\frac{1}{r} \right), \quad (45)$$

где S – коэффициент, зависящий от схемы опирания панели и характера нагрузки; для свободно опертой балки и равномерного распределенной нагрузки $S = 5/48$;

$\frac{1}{r}$ – кривизна оси изгибаемого элемента.

Значения кривизны, входящие в формулу (52), определяют по указаниям [3, п. 4.22-4.32; 1, гл.7; 6, п. 4.28-4.40].

При отсутствии трещин, нормальных к продольной оси элемента, в растянутой зоне кривизна оси элемента определяется как отношение разности средних деформаций крайнего волокна сжатой зоны бетона и продольной растянутой арматуры к рабочей высоте сечения элемента.

На участках, где не образуются нормальные к продольной оси трещины, полная кривизна изгибаемых элементов должна определяться по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4, \quad (46)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1, \left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна соответственно от кратковременных (см. [3, п. 1.12]) и от постоянных и длительных временных нагрузок (без учета усилия P), определяемая по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_1 &= \frac{M}{\varphi_{b1} E_b J_{red}} \\ \left(\frac{1}{r}\right)_2 &= \frac{M \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b J_{red}} \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

Здесь M – изгибающий момент от внешней нагрузки, соответственно: кратковременной или длительной, относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

φ_{b1} – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона и принимаемый для тяжелого бетона равным 0,85;

φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на деформации элемента без трещин (принимается по [3, табл.34]);

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P ,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P e_{0p}}{\varphi_{b1} E_b J_{red}}, \quad (48)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента вслед-

ствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_b'}{h}; \quad (49)$$

ε_b и ε_b' – относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия и определяемые соответственно на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна бетона по формулам:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s}; \varepsilon_b' = \frac{\sigma_b'}{E_s}. \quad (50)$$

Значение σ_b принимается численно равным сумме потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона по [3, поз.6,8, и 9, в табл. 5] для арматуры растянутой зоны, а σ_b' – то же, для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна бетона.

При этом сумма $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 \geq \frac{Pe_{0p}\Phi_{b2}}{\Phi_{b1}E_bJ_{red}}$.

На участках, где в растянутой зоне образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизна изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений должна определяться по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b y} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\psi_s}{E_s A_s}, \quad (51)$$

где M – момент относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести площади сечения арматуры S , от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, и от усилия предварительного обжатия P ;

z – расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры S до точки приложения равнодействующей силы в сжатой зоне сечения над трещиной (см. [3, п. 4.28]).

ψ_s – коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами ([3, п. 4.29]);

ψ_b – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона по длине участка с трещинами; принимается равным 0,9 для тяжелого бетона класса выше В7,5;

φ_f – коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu}A'_s}{bh_0}; \quad (52)$$

ξ – относительная высота сжатой зоны бетона (см. [3, п. 4.28]);

ν – коэффициент, характеризующий упруго-пластическое состояние бетона сжатой зоны; принимается по [3, табл. 35];

N_{tot} – равнодействующая продольной силы N и усилия предварительного обжатия P .

Полная кривизна для участка с трещинами в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4, \quad (53)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки (см. [3, п.1.20]);

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента

вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия и определяемая согласно [3, п. 4.25].

Значения $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ вычисляются по формуле (51), при этом $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ вычисляются при значениях ψ_s и ν , отвечающих непродолжительному действию нагрузки, а $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – при ψ_s и ν , отвечающих продолжительному действию нагрузки.

Если значения $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ оказываются отрицательными, они принимаются равными нулю.

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Железобетонные и каменные конструкции. Учеб. / Под ред. В.М. Бондаренко – М.: Высшая школа, 2007.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. Изд. 5-е, перераб. – М.: Стройиздат, 1991.
3. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003.
4. СНиП 2.03.01-84* . Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1985.
5. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 2003.
6. СНиП 11-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983.
7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения (к СНиП 2.03.01-84*). – М.: Стройиздат, 1986.
8. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84*). Ч. I и II. – М.: Стройиздат, 1988.

9. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. / Под ред. А.В. Гольшева. — Киев.: Будивельник, 1985.

10. Бондаренко В.М., Судницын А.И., Назаренко В.Г. Расчет железобетонных и каменных конструкций: Уч. пос. — М.: Высшая школа, 1988.

11. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных конструкций. — М.: Высшая школа, 1985.

12. ГОСТ 2.103 — 68* ЕСКД. Основные надписи.

13. ГОСТ 2.105 — 79* ЕСКД. Общие требования к текстовым документам.

14. ГОСТ 2.108 — 68* ЕСКД. Спецификация.

15. ГОСТ 2.109 — 73* ЕСКД. Основные требования к чертежам.

16. ГОСТ 2.305 — 68* ЕСКД. Изображения — виды, разрезы, сечения.

17. ГОСТ 2.306 — 68* ЕСКД. Обозначение графических материалов и правила нанесения их на чертежах.

18. ГОСТ 21.101 — 79 СПДС. Основные требования к рабочим чертежам.

19. ГОСТ 21.502 — 78 СПДС. Схемы расположения элементов сборных конструкций.

20. ГОСТ 21.503 — 80 СПДС. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи.

ПРИЛОЖЕНИЕ

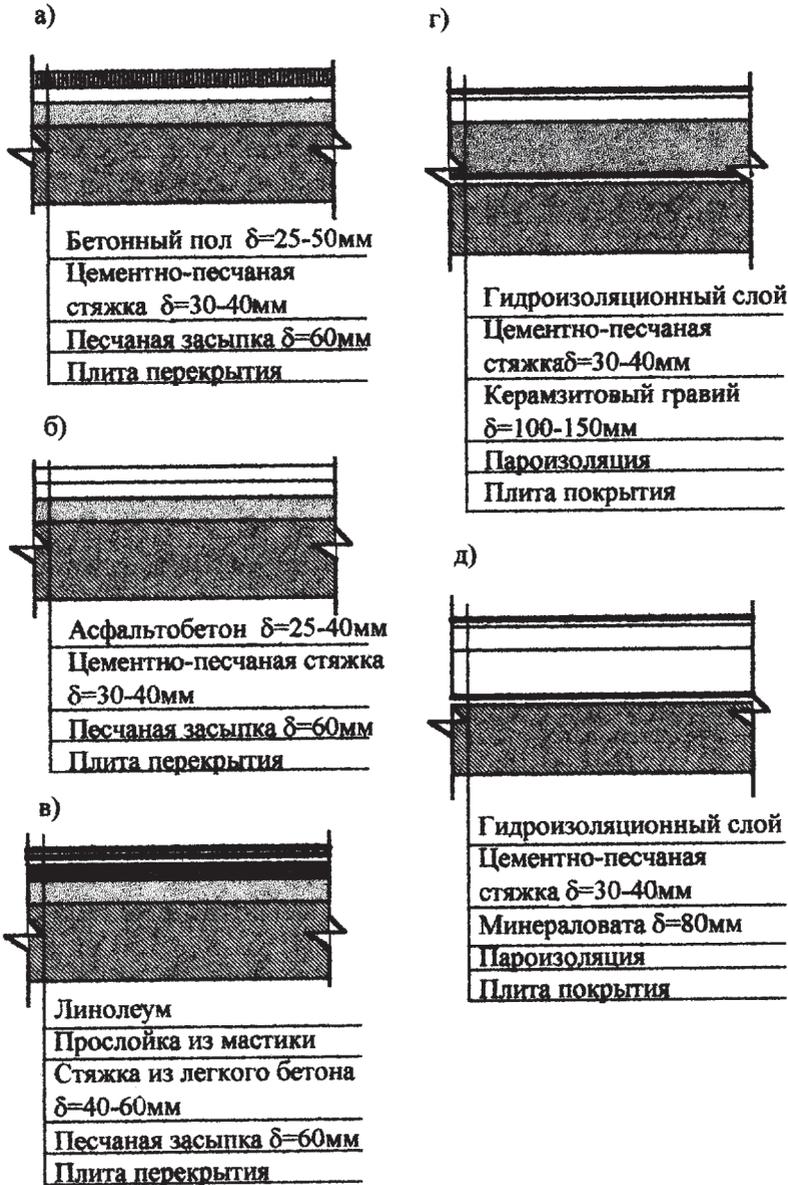


Рис. 1.П. Примеры разрезки перекрытий (а,б,в) и покрытий (г,д)

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Задание на курсовой проект № 1
с методическими указаниями

Редактор *Г.В. Тимченко*
Компьютерная верстка *А.Ю. Байкова*

Тип. зак.	Изд. зак. 198	Тираж 600 экз.
Подписано в печать 23.09.08	Гарнитура NewtonС	
Усл. печ. л. 2,75		Формат 60×90 ¹ / ₁₆

Издательский центр и Участок оперативной печати
Информационно-методического управления РГОТУПС,а,
125993, Москва, Часовая ул., 22/2