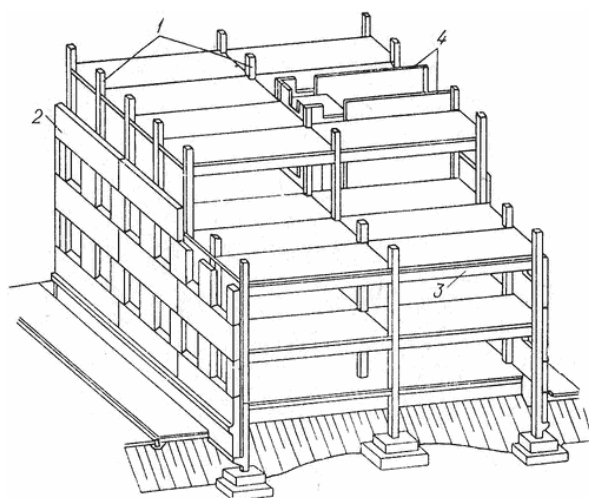


МИНОБРНАУКИ РОССИИ
Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования

«МАЙКОПСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра строительных и общепрофессиональных
дисциплин



МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по выполнению курсовой работы по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции»
по направлению подготовки бакалавров
08.03.01 СТРОИТЕЛЬСТВО
для профиля подготовки
«Промышленное и гражданское строительство»
всех форм обучения

Майкоп-2019

УДК 624.012.(07)
ББК 38.5
М 54

Рассмотрено на заседании учебно-методического совета направления под-
готовки 08.03.01 Строительство

Составитель: Меретуков З.А.

Профессор , докт. техн. наук.

Рецензент: Шишова Р.Г.

канд. техн. наук, доцент

Методическое пособие содержит описание последовательности действий студента при выполнении курсового проекта, включает в себя рекомендации по, составу, объему, содержанию и оформлению курсового проекта, указания и требования, предъявляемые к конструкторской документации, список литературы.

Общие сведения

Дисциплина "Железобетонные и каменные конструкции" знакомит студентов с основами и практикой проектирования железобетонных и каменных конструкций.

В курсовом проекте предлагается выполнить проектирование и расчет несущих конструкций многоэтажного промышленного или гражданского здания жесткой конструктивной схемы с наружными кирпичными несущими стенами и внутренними железобетонными колоннами, поддерживающими перекрытия.

Данные методические указания являются организующим началом для тех, кто впервые приступает к проектированию железобетонных конструкций и содержат задания на курсовые проекты, сведения о составе проекта и методические указания по его выполнению и оформлению, вопросы к самостоятельному изучению первой части дисциплины, перечень литературы.

Приступая к выполнению курсового проекта, студенты должны обладать достаточными знаниями соответствующих разделов курса "Железобетонные и каменные конструкции" по вопросам, изложенным в разделе 7.

В процессе самостоятельного выполнения курсового проекта студенты должны научиться проектировать основные несущие железобетонные конструкции многоэтажных зданий.

Перед началом проектирования необходимо ознакомиться с объемом и содержанием курсового проекта и подобрать рекомендуемую литературу.

1. ЗАДАНИЯ НА КУРСОВОЙ ПРОЕКТ И УКАЗАНИЯ ПО ЕГО ВЫПОЛНЕНИЮ

Объем курсового проекта: пояснительная записка – 45 - 50 страниц и графическая часть - 1,5 листа чертежей, формата А 1.

Выполнение курсового проекта рекомендуется вести в следующем порядке:

1.1. Разработка наиболее рациональной конструктивной схемы сборного междуэтажного железобетонного перекрытия (выбор типа сечения ригелей и типа плиты перекрытия с выбором расположения их на плане, привязка разбивочных осей).

1.2. Расчет предварительно напряженной сборной железобетонной плиты перекрытия по двум группам предельных состояний.

1.3. Расчет неразрезного ригеля

1.3.1. Статический расчет неразрезного ригеля в составе поперечной рамы с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций.

1.3.2. Расчет прочности ригеля по нормальным и наклонным сечениям.

1.3.3. Построение эпюры материалов (арматуры) для крайнего или среднего ригеля.

1.4. Расчет прочности железобетонных колонн первого и верхнего этажей.

1.5. Расчет отдельного железобетонного фундамента.

1.6. Компонировка монолитного железобетонного ребристого перекрытия.

1.6.1. Расчет прочности плиты и второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия.

1.7. Расчет кирпичного столба первого этажа.

1.8. Выполнение графической части.

1.9. Технико-экономическое сравнение вариантов сборного и монолитного перекрытий (без колонн и фундаментов) по следующим показателям: объем бетона; расход стали и стоимость на 1 м² перекрытия.

Исходные данные для проектирования студент принимает строго по двум последним цифрам шифра зачетки и последней цифре года поступления в ВУЗ по таблицам 1.1-1.4 и рис. 3.1.

Пример определения исходных данных для выполнения проекта по шифру студента 88 А 313.

1. Размеры здания в плане $L_1 \times L_2 = 21,6 \times 7,4$ м (табл. 1.1).
2. Сетка колонн $l_1 \times l_2 = 5,4 \times 7,4$ м (табл. 1.1).
3. Число этажей $n = 6$ (табл. 1.3).
4. Временная полезная нормативная нагрузка на междуэтажное перекрытие $P = 5500 \text{ Н/м}^2$ (табл. 1.2).
5. Высота этажей $H_1 = 3,2$ м (табл. 1.3).
6. Ширина и высота оконного проема $b_n \times h_n = 1,5 \times 1,5$ м (табл. 1.3).
7. Нормативное давление на грунт $R_0 = 0,4$ МПа (табл. 1.3).
8. Район строительства - г. Кострома (табл. 1.4).
9. Класс арматуры А-III, Вр-1 и бетона В 22,5 для железобетонных элементов с ненапрягаемой арматурой (табл. 1.4).
10. Класс арматуры К-7 и бетона В 30 для железобетонных элементов с напрягаемой арматурой (табл. 1.4).
11. Толщина кирпичной стены - 2,5 кирпича (табл. 1.4).
12. Марки материалов для каменных конструкций (табл. 1.4) - кирпич марки 100, раствор марки 100.
13. Конструкция пола на междуэтажном перекрытии № 3 (рис. 3.1).

Тип здания (промышленное или гражданское) и соответственно конструкцию перекрытий студент принимает в соответствии с действующей полезной временной нормативной нагрузкой на перекрытии согласно задания на курсовой проект. Конструкцию кровли рекомендуется принимать совмещенной.

Курсовые проекты, выполненные не по шифру зачетки и последней цифре года поступления в ВУЗ, на рецензирование не принимаются.

После рецензирования курсового проекта на кафедре и доработки автором проекта замечаний курсовой проект допускается к защите.

Защита курсовых проектов осуществляется на кафедре перед комиссией в составе не менее двух преподавателей по установленному графику.

Таблица 1.1

9

Предпоследняя цифра шифра	Параметры здания (М), выбираемые по последней цифре шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	21.3×64 7.1×6.4	15.6×54 5.2×6	21.6×74 5.4×7.4	17.7×66 5.9×6.6	19.5×60.8 6.5×7.6	22.0×64 5.5×6.4	17.4×60.8 5.8×7.6	28.0×72 7×7.2	14.7×64 4.9×6.4	17.4×72 5.8×7.2
2	19.2×60 4.8×6	22.4×74 5.6×7.4	15.6×52.8 5.2×6.6	18.6×64 6.2×8	24.8×64 6.2×6.4	24×64 6×6.4	25.2×62.4 6.3×7.8	27.2×48 6.8×4.8	20×64 5×8	24.8×70.2 6.2×7.8
3	20×74 5×7.4	17.4×66 5.8×6.6	17.4×54.4 5.8×6.8	22.2×63 7.4×6.3	16.8×54 5.6×6	16.2×37.2 5.4×6.2	16.8×68 5.6×6.8	21.9×66 7.3×6.6	26.4×72 6.6×7.2	18×64 6×8
4	25.2×54.4 6.3×6.8	22×72 5.5×7.2	16.8×62.4 5.6×7.8	28×68 7×6.8	23.2×68 5.8×6.8	22.4×47.6 5.6×6.8	26.4×57.6 6.6×7.2	18.6×76 6.2×7.6	14.4×83.2 4.8×7.9	16.8×60.9 5.6×7.6
5	16.2×76 5.4×7.6	21.6×56 5.4×8	19.2×60.8 6.4×7.6	17.4×60 5.8×6	20.8×62 5.2×6.2	23.2×39.6 5.8×6.6	17.7×59.2 5.9×7.4	18.3×48 6.1×6	20.8×74 5.2×7.4	21×51.2 7×6.4
6	21.6×62.4 7.2×7.8	14.4×54.6 4.8×7.8	23.2×63 5.8×7	22.4×64 5.6×6.4	17.1×66 5.7×6.6	20×44 5×5.5	18.6×56 6.2×8	17.4×51.2 5.8×6.4	16.2×56 5.4×7	22.2×54.4 7.4×6.8
7	16.8×56 5.6×7	20.7×56 6.9×8	21.2×60 5.3×6	16.2×59 5.4×5.9	21×60.8 7×7.8	14.4×38.4 4.8×4.8	20.8×49 5.2×7	15.6×48 5.2×8	13.6×60.8 6.8×7.6	19.8×60.8 6.6×7.6
8	13.5×46 4.5×4.6	21×50 7×5	16.5×58 5.5×5.8	16.5×55 5.5×5.5	21.6×72 5.4×7.2	13.5×36 4.5×4.5	15×30 5×6	20×34.4 5×7.8	22.4×48 5.6×8	20.4×65.6 6.8×8.2
9	15.3×48 5.1×8	18.6×54 6.2×5.4	20×72 5×7.2	24.4×78 6.1×7.8	17.5×52 5.5×6.5	28×62 7×6.2	19.2×46.4 4.8×5.8	16.8×67.2 5.6×8.4	20.4×70.2 6.0×7.8	14.4×67.2 4.8×8.4
0	20.1×78 6.7×7.8	19.5×76 6.5×7.6	18×28.8 4.5×4.8	26×65 6.5×6.5	22.8×54.4 7.6×6.8	22.5×57.6 7.5×7.2	22.4×49.2 5.6×8.2	16.2×65 5.4×8.2	18.3×46.4 6.1×5.8	13.8×68.8 4.6×8.6

Таблица 1.2
Временная нагрузка на перекрытие (нормативное значение), Н/м²

Последняя цифра года поступления в ВУЗ	Последняя цифра шифра студента									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1;3;5;7;9	2000	2500	3000	3500	4000	7000	7500	8000	8500	9000
2;4;6;8;0	4500	5000	5500	6000	6500	9500	10000	10500	11000	11500

Таблица 1.3

Показатели	Последняя цифра шифра студента									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Размеры оконного проема $b_n \times h_n, \text{м}$	1,5×1,5	3×1,8	1,5×1,5	1,8×2,4	2,1×2,8	2,1×2,7	1,5×1,8	1,5×1,8	2,1×2,8	3×1,8
Число этажей n	7	6	6	5	7	7	5	5	5	6
Высота этажа H_1 , м	3,2	4	3,2	4,2	4,2	3,6	4,6	4,2	5,4	4,8
Нормативное сопротивление грунта на уровне подошвы фундамента R_0 , МПа	0,25	0,3	0,4	0,4	0,3	0,35	0,35	0,4	0,45	0,45

Таблица 1.4

Последняя цифра шифра	Место строительства	Железобетонные конструкции				Толщина наружной стены, кирпич	Каменные конструкции	
		без предварительного напряжения		с предварительным напряжением			Марка кирпича	Марка раствора
		Класс бетона	Класс арматурной стали	Класс бетона	Класс арматурной стали			
1	Москва	В 15	А III; А 1	В 40	А У1	2,5	50	25
2	Орел	В 15	А II; Вр 1	В 40	А IIIв	2	75	50
3	Кострома	В 22,5	А III; Вр 1	В 30	К 7	2,5	100	100
4	Волгоград	В 20	А II; А 1	В 40	Вр II	2	75	75
5	Уральск	В 15	А III; Вр 1	В 40	А У	2	75	50
6	Уфа	В 20	А II; А 1	В 30	В II	2,5	100	75
7	Краснодар	В 15	А II; Вр 1	В 30	К 7	2,5	50	50
8	Архангельск	В 22,5	А III; Вр 1	В 40	Вр II	2,5	100	100
9	Березники	В 20	А III; А 1	В 30	А 1У	2,5	75	75
0	Сочи	В 22,5	А II; Вр 1	В 30	А IIIв	1,5	75	50

Примечание. Для предварительно напряженных сборных панелей перекрытия принимать арматурную сталь того же класса, что для конструкций без предварительного напряжения.

2. СОДЕРЖАНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

2.1. Содержание пояснительной записки курсового проекта

Рекомендуется следующий порядок изложения материалов пояснительной записки.

Титульный лист (приложение 1).

Задание на проектирование.

Содержание (оглавление).

1. Компоновка сборного железобетонного междуэтажного перекрытия
 2. Расчет предварительно напряженной сборной железобетонной плиты перекрытия по двум группам предельных состояний.
 3. Расчет неразрезного сборного железобетонного ригеля (статический расчет, построение огибающей эпюры материалов).
 4. Расчет прочности колонн первого и верхнего этажей.
 5. Расчет отдельного железобетонного фундамента.
 6. Компоновка монолитного железобетонного ребристого перекрытия.
 7. Расчет прочности плиты и второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия.
 8. Расчет кирпичного столба первого этажа.
 9. Техничко-экономическое сравнение вариантов сборного и монолитного перекрытия (без колонн и фундаментов).
- Список использованной литературы.

2.2. Содержание графической части курсового проекта

Объем графической части-1,5 листа чертежей формата А1. На листе стандартного формата должно быть размещено следующее:

1. Разрез и план здания в масштабе 1:200 с маркировкой несущих элементов. Разрез и план здания в сборном и монолитном железобетоне целесообразно совместить.
2. Рабочий чертеж плиты перекрытия с напрягаемой арматурой, опалубочный план плиты (масштаб 1:20); разрез поперечный (масштаб 1:10) и продольный (масштаб 1:20) с указанием расположения всей арматуры; арматурные каркасы, сетки (масштаб 1:20); закладные детали.
3. Рабочий чертеж ригеля (крайнего или среднего): опалубочный чертеж (масштаб 1:20); армирование ригеля; арматурные каркасы (масштаб 1:20); сечения по ригелю в середине пролета и на опоре (масштаб 1:20).
4. Конструктивные чертежи стыка ригеля с колонной, стыка колонн в трех проектных проекциях (масштаб 1:10 или 1:20).
5. Колонна: опалубочный чертеж; армирование колонны; арматурные каркасы; характерные сечения колонны (масштаб 1:20).
6. Фундамент в плане и разрезе с указанием арматуры.

7. Армирование плиты монолитного ребристого перекрытия (крайних и средних полос) в масштабе 1:20.

8. Второстепенная балка: армирование; арматурные каркасы и сечения на опоре и в пролете (масштаб 1:10 или 1:20).

9. Спецификация на плиту сборного железобетонного перекрытия и ведомость расхода стали в кг на элемент по ГОСТ 21.503 - 80 "Конструкции бетонные и железобетонные РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ."

3. УКАЗАНИЯ ПО СБОРУ НАГРУЗОК

При определении нормативных и расчетных значений нагрузок, а также их сочетаний обычно руководствуются СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия". Для курсового проекта можно пользоваться также данными этого раздела.

Постоянные нагрузки, действующие на элементы перекрытий (покрытий), складываются из нагрузки от веса пола (кровли) и нагрузки от веса несущих железобетонных конструкций.

Нагрузка от веса 1 м² конструкций пола (на плиту перекрытия) в данном проекте может быть принята одинаковой на всех этажах. Ее интенсивность подсчитывается в зависимости от заданной схемы пола (рис.3.1).

Нагрузка от веса материалов, из которых изготавливаются отдельные элементы полов, показанных на рис. 3.1 приведены в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Наименование материалов состоянии, кг/м ³	Объемный вес в сухом
Асфальтобетон	2100
Битум	1300
Бетон	2200-2400
Шлакобетон	1000-1800
Цементно-песчаный раствор	1800
Линолеум многослойный.	1800
Линолеум на тканевой основе	1700
Засыпка из песка	1700
Керамическая плитка	1800

Пример подсчета значений нагрузки для схемы пола №1 приведен в табл. 3.2.

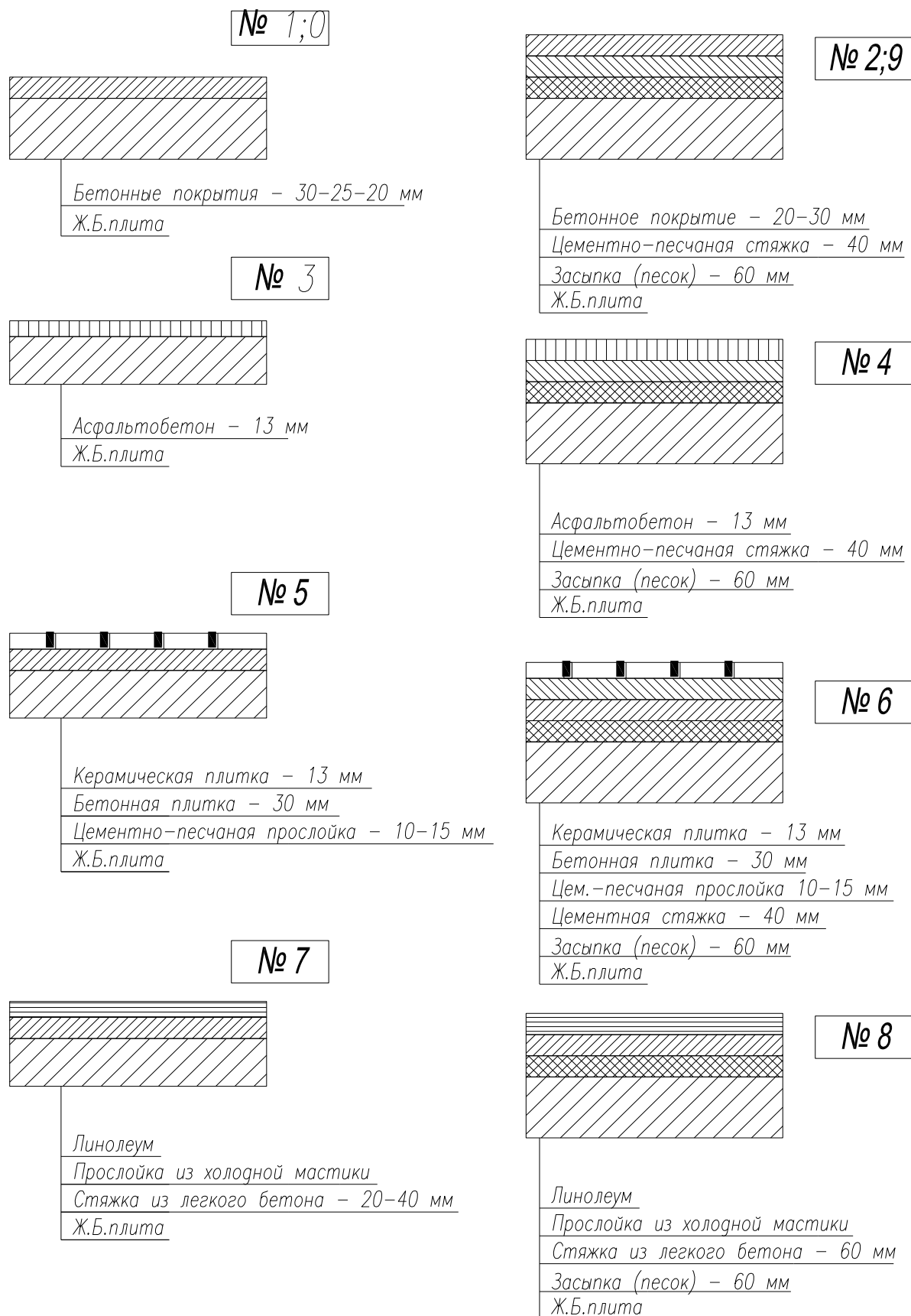


Рис. 3.1.

Таблица 3.2
Нагрузка на 1 м² междуэтажного перекрытия

№ п/п	Наименование нагрузки	Норматив. нагрузка Па	Коэфф. надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка Па
1	Постоянная Керамическая плитка $\delta = 15\text{мм}$	300	1.1	330
	Цементно-песчаная стяжка $\delta = 20\text{ мм}$	360	1.2	430
	Звукоизоляция (керам- зито-бетон) $\delta = 60\text{мм}$	600	1,2	720
	Сборная железобетон- ная ребристая (пустот- ная) плита с заполне- нием швов раствором	2800	1.1	3080
2	ИТОГО	4060		4560
	Временная нагрузка (см. задание на КП)	6000	1,2	7200

Вес железобетонной ребристой или пустотной плиты на 1 м² перекрытия (покрытия) определяется по геометрическим размерам, полученным в результате компоновки сборного железобетонного перекрытия.

Постоянная нагрузка от веса совмещенного покрытия (без учета веса несущих конструкций) должна быть определена в зависимости от "состава" ее конструкции.

В курсовом проекте для всех вариантов заданий, можно условно принять одинаковое значение нормативной нагрузки от веса кровли, равное 250 кг/м² (без учета несущих конструкций). Среднее значение коэффициента надежности для этой нагрузка можно считать равным 1,3.

Временные нагрузки - в заданиях на проектирование (табл.1.2) указаны нормативные значения временных полезных нагрузок на междуэтажных перекрытиях здания.

Временная полезная нагрузка на междуэтажных перекрытиях содержит длительную и кратковременную части нагрузок.

Рекомендуется принимать кратковременную нормативную полезную нагрузку 100 кг/м² (1000 Н/м²) для полных нормативных временных полезных нагрузок до 400 кг/м (4000 Н/м) и при большей величине полной нормативной полезной нагрузки - 150 кг/м² (1500 Н/м²)

Коэффициент надежности по нагрузке при полном нормативном значении временной полезной нагрузки менее 2,0 кПа (200 кг/м²) - 1,3.

При полном нормативном значении временной полезной нагрузки 2,0 кПа (200 кг/м²) и более - 1,2.

Снеговая нагрузка на покрытия здания принимается в зависимости от района строительства сооружений по СНиП 2.01. 07-85 "Нагрузки и воздействия".

Снеговая нагрузка, начиная с III снегового района, содержит длительную снеговую нагрузку, определяемую умножением полного нормативного значения снеговой нагрузки на коэффициент 0,3 - для III снегового района (100 кг/м²); 0,5 - для IУ снегового района (150 кг/м²); 0,6 - для У и У1 снеговых районов (200 кг/м² и 250 кг/м²).

За кратковременное значение снеговой нагрузки принимается ее полное нормативное значение по СНиП 2.01. 07-85.

Полное нормативное значение снеговой нагрузки для районов строительства, перечисленных в табл.1.4 задания на курсовой проект приведены в табл.3.3.

Коэффициент надежности для снеговой нагрузки принимается равным 1,4.

Значения полных нормативных снеговых нагрузок в табл. 3.3 приняты в соответствии с действующими нормами СНиП 2.01. 0.7-85 "Нагрузки и воздействия".

Таблица 3.3

Район /карта 1, СНиП 2.01.07-85	Города расположенные в соответствующих районах	Р ₀ , кг/м ² (кПа)
I	Краснодар, Запорожье	50(0,5)
II	Волгоград, Уральск	70(0,7)
III	Москва, Орел	100(1,0)
IУ	Уфа, Кострома	150(1,5)
У	Архангельск, Березняки	200(2,0)

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В данном курсовом проекте разрабатываются два конструктивных варианта междуэтажных перекрытий:

- балочные сборные перекрытия из пустотных или ребристых преднапряженных плит по неразрезным ригелям (из сборных элементов);
- монолитные железобетонные ребристые перекрытия с балочными плитами, только монолитная плита и второстепенная балка.

4.1. Компонировка сборного железобетонного междуэтажного перекрытия

При компоновке сборного железобетонного балочного перекрытия решаются следующие задачи:

- выбор расположения ригелей в плане и форма их поперечного сечения;
- определение числа типоразмеров плит перекрытий, их номинальная ширина;
- привязка продольных разбивочных осей.

Выбор направления ригелей

Возможны две схемы решения сборного балочного перекрытия: с продольным (рис. 4.1,а) и с поперечным (рис.4 .1,б) расположением ригелей относительно длины здания.

В вытянутых в плане зданиях с большими проемами в продольных несущих стенах целесообразно поперечное расположение ригелей. Это приводит к облегчению оконных перемычек и повышает жесткость здания в поперечном направлении.

С другой стороны продольное расположение ригелей (в вытянутых в плане зданиях) ведет к уменьшению числа монтажных единиц, благоприятно с точки зрения освещенности при ребристых плитах и т.д.

Студент должен самостоятельно выбрать направление ригелей в плане здания, четко обосновав принятое решение.

Форма поперечного сечения ригеля может быть прямоугольной или тавровой (рис.4.2 а, б, в). Рекомендуется принимать в курсовом проекте прямоугольное сечение, как наиболее простое для начинающего проектирование.

Выбор типа плиты перекрытия

Тип поперечного сечения сборных железобетонных плит принимают в зависимости от функционального назначения здания, интенсивности временных нагрузок на перекрытия, величины пролетов.

Экономически целесообразно применять пустотные плиты перекрытий при временной полезной нагрузке не свыше 6 кН/м^2 , а при больших значениях временной полезной нагрузки на перекрытия - ребристые железобетонные плиты с ребрами вниз.

Определение числа типоразмеров плит перекрытий

Количество типоразмеров плит в проекте должно быть по возможности минимальным, желательно не более двух.

Плиты, укладываемые у стен, называют доборными. а укладываемые по осям колонн - связевыми (рис.4.2 г, д, е). Плиты, укладываемые в промежутке между

связевыми плитами и доборными, называют рядовыми. Целесообразно связевые и рядовые плиты принимать одинаковой ширины.

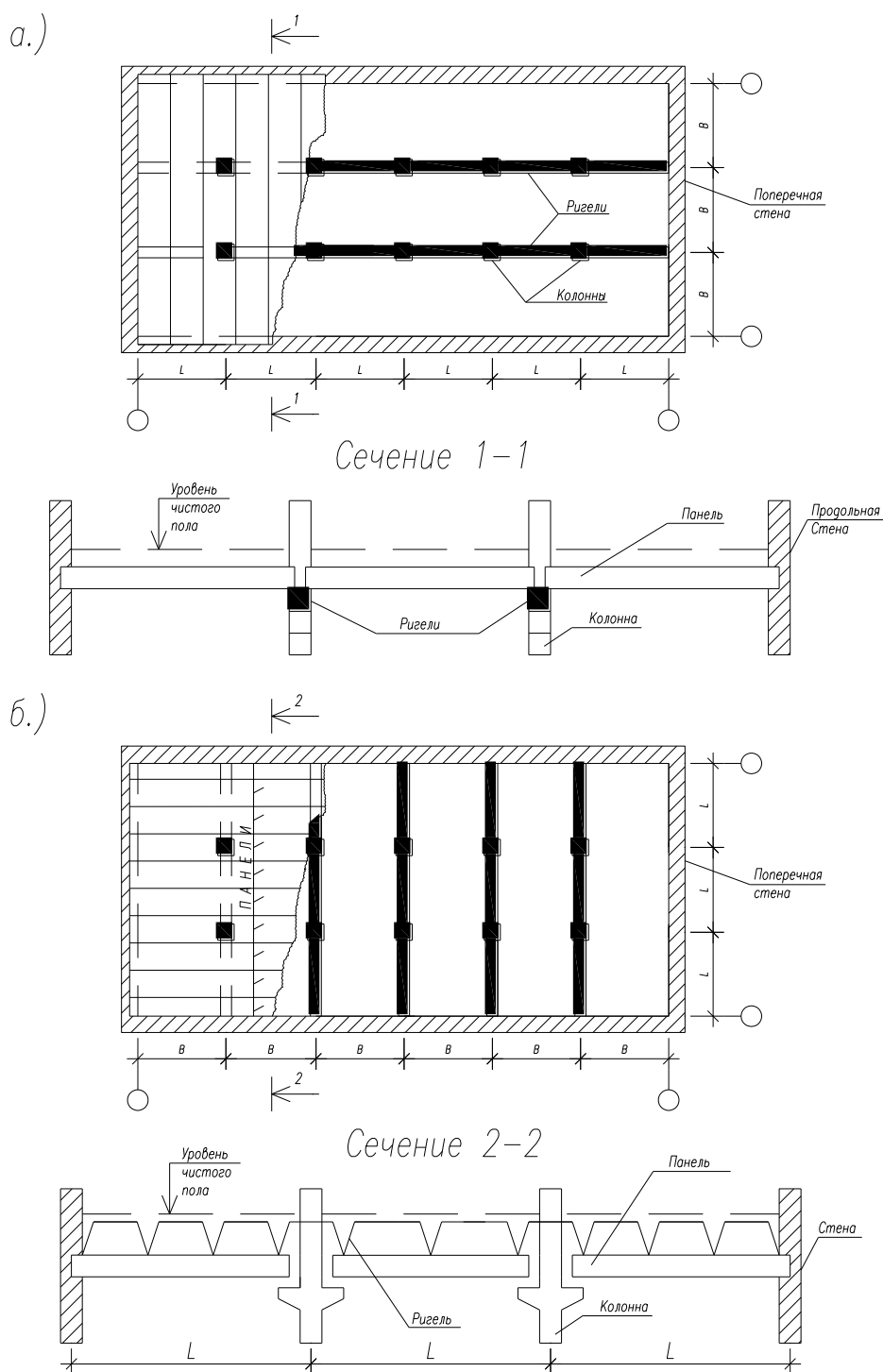
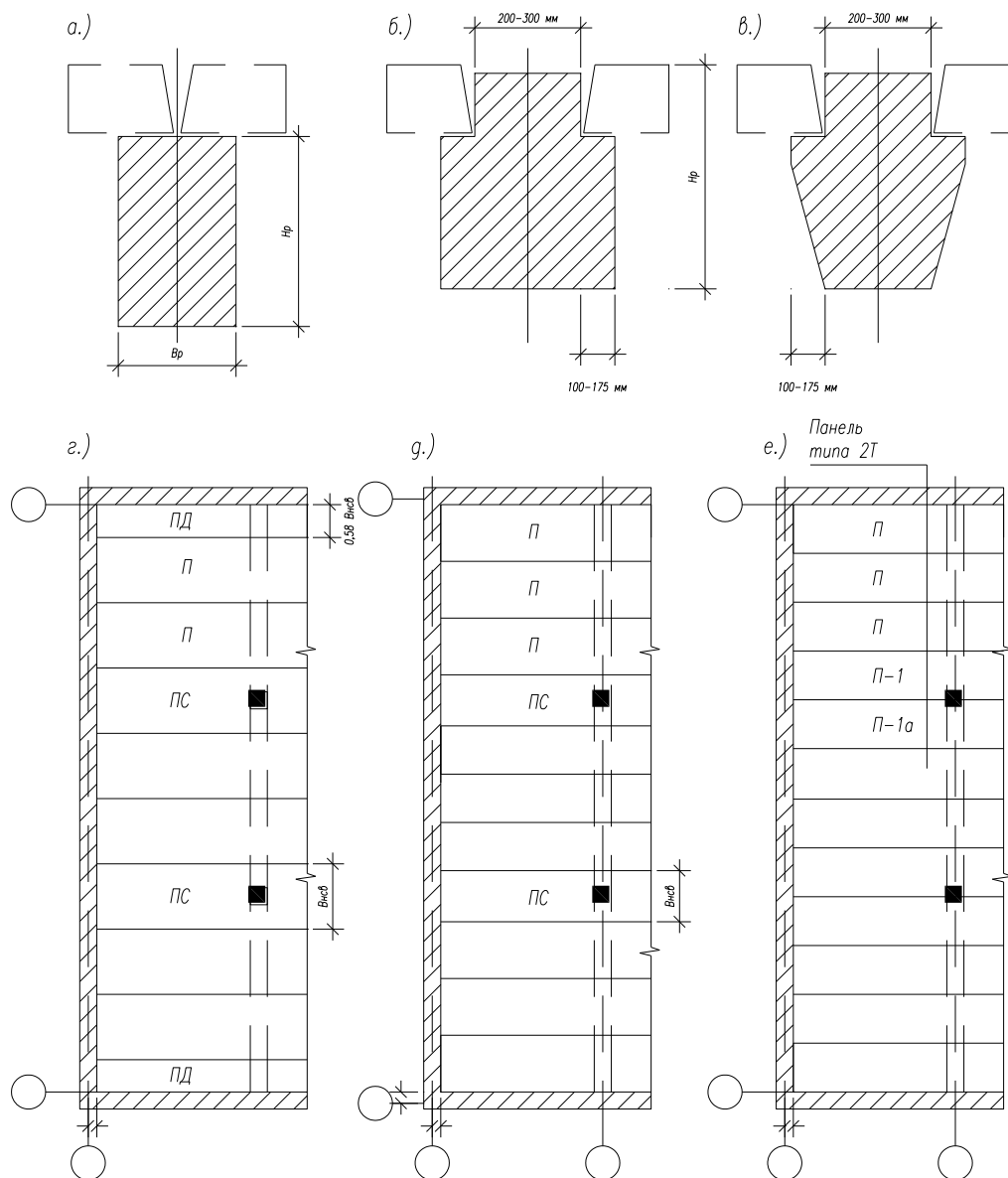


Рис. 4.1. К компоновке сборного ж.б. перекрытия



ПС – панель связевая

ПД – панель доборная

$B_{нсв}$ – номинальная ширина связевых панелей

Рис. 4.2.

Для уменьшения числа типоразмеров плит перекрытий по ширине рекомендуется принимать привязку продольных разбивочных осей: нулевую; 100 мм; 200 мм.

Назначая номинальную ширину плит перекрытий, можно руководствоваться следующими соображениями:

- ширину рядовых плит пустотного типа принимать от 1,2 м до 2,4 м;
- ширину рядовых плит ребристого типа принимать от 1,0 м до 1,8 м.

Конструктивная ширина панели по низу принимается на 10 мм меньше номинальной, конструктивная длина панелей при опирании их по верху ригеля принимается на 30 мм меньше номинальной.

Номинальная ширина плит перекрытий должна быть увязана с разбивочными осями, перпендикулярными направлениям ригелей.

4.2. Проектирование предварительно напряженной плиты перекрытия

В курсовом проекте студенты разрабатывают пустотные или ребристые плиты перекрытий.

Класс бетона и класс напрягаемой арматуры для плиты перекрытия указывается в задании.

Целью проектирования является назначение основных геометрических размеров плиты, определение необходимого количества продольной и поперечной арматуры, разработка рабочих чертежей плиты перекрытия. Размеры плит в плане назначают при компоновке сборного железобетонного перекрытия.

Высота плит, размеры поперечного сечения зависят от величины пролета плиты, интенсивности действующей нагрузки и определяется на основании опыта проектирования.

Высоту сечения предварительно напряженных плит можно предварительно назначать равной: $h = l_0/20$ - для ребристых, $h = l_0/30$ - для пустотных плит.

Предварительно задаются размерами поперечного сечения ригеля в зависимости от величины пролета ригеля. Высоту сечения ригеля принимают $h = (1/10 - 1/15)l$ и ширину сечения ригеля $b = (0,3 - 0,4)h$.

Расчетный пролет плиты при опирании по верху прямоугольного сечения ригеля определяется согласно рис.4.3.

$$l_0 = l - b/2 \quad /4.1/$$

где l_0 - расчетный пролет плиты при опирании по верху ригелей;

b - ширина сечения ригеля;

l - расстояние между разбивочными осями.

В плитах с пустотами минимальная толщина полок составляет 25 - 30 мм, ребер - 30 - 35 мм; в ребристых плитах ребрами вниз толщина полки плиты - 50 - 60 мм. Ширина ребер ребристых плит с ребрами вниз по низу 70 - 80 мм, а по верху 90 мм.

Сбор нагрузок действующих на 1 м^2 плиты перекрытия производится в соответствии со СНиП 2.01.07-85 при этом величина полезной нагрузки и тип пола даются в задании.

Расчет предварительно напряженной плиты перекрытия производится по первой и второй группам предельных состояний.

При расчете по первой группе предельных состояний выполняют:

- а) расчет прочности плиты по нормальным сечениям;
- б) расчет прочности плиты по наклонным сечениям;
- в) расчет прочности плиты на местный изгиб.

При расчете по второй группе предельных состояний выполняют:

- а) расчет по образованию и раскрытию трещин в нормальных сечениях;
- б) расчет по деформациям.

В пустотных плитах с круглыми пустотами расчет верхней полки на местный изгиб не производится и арматурная сетка устанавливается конструктивно в полке, так как очертание пустот позволяет бетону в полке плиты работать на сжатие.

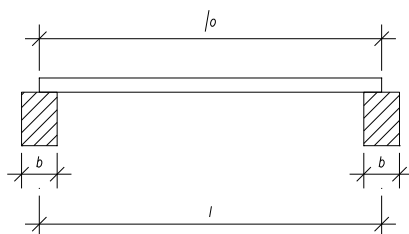


Рис.4.3. К определению расчетного пролета плиты

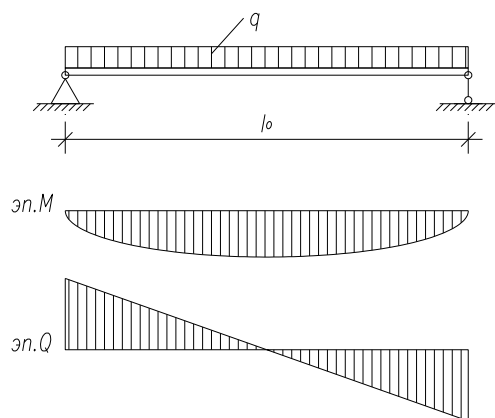


Рис.4.4. Расчетная схема плиты и усилия эп.М и Q

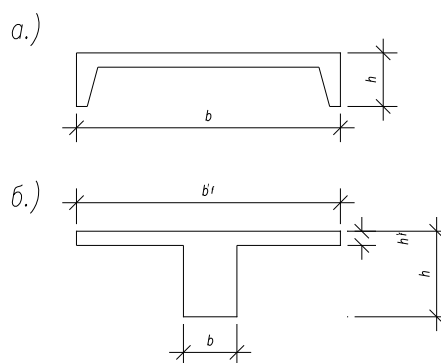


Рис.4.5. К расчету прочности плиты по нормальным сечениям
а-проэктное сечение
б-приведенное сечение

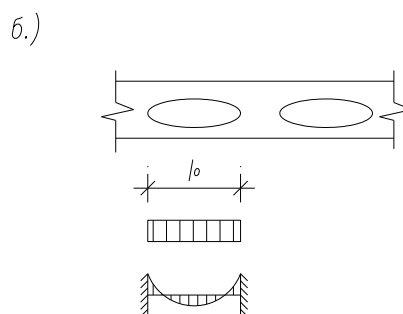
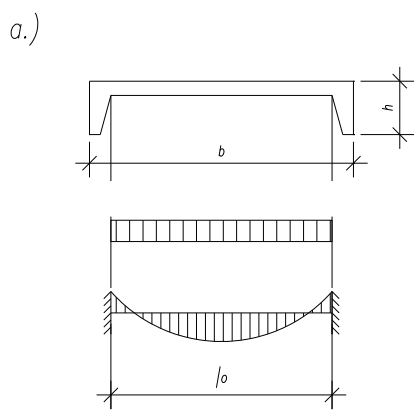


Рис.4.6. К расчету верхней полки на местный изгиб в ребристых плитах и пустотных с овальными пустотами

4.3. Проектирование неразрезного ригеля

Предварительно размеры поперечного сечения ригеля принимаются при компоновке сборного железобетонного перекрытия

$$h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15}\right)l \quad ; \quad b = (0,3 \div 0,4)h$$

Определяется только расчетная нагрузка на 1 п.м. ригеля от постоянной нагрузки (собственный вес перекрытия с учетом собственного веса ригеля) и от временной полезной нагрузки согласно заданию на курсовой проект.

Расчетный пролет в средних пролетах принимается равным расстоянию между осями средних колонн.

В крайних пролетах величина расчетного пролета определяется в зависимости от величины опирания на стену - "b" и привязки разбивочных осей - "a".

$$l_0 = l - a + \frac{b}{2}, \quad (4.2)$$

где l - расстояние между разбивочными осями в крайнем пролете.

Расчетная схема поперечной многоэтажной рамы и схемы загрузки рамы постоянной и вариантами временной полезной нагрузкой представлены на рисунках 4.7 и 4.8.

При проектировании ригеля статический расчет неразрезного ригеля целесообразно выполнять в составе поперечной рамы с учетом перераспределения моментов и построения огибающей эпюры моментов, определения необходимого количества продольной и поперечной арматуры, с построением эпюры материалов в пояснительной записке.

Сечением колонн необходимо задать исходя из действующей продольной нагрузки в уровне пола первого этажа и классом бетона $A = \frac{N}{R_b}$ или исходя из се-

чений типовых железобетонных конструкций. Рекомендуется сечения колонн по всем этажам принимать одинаковыми исходя из типизация и унификации железобетонных конструкций.

Многоэтажную раму допускается расчленить на ряд одноэтажных рам со стойками (колоннами) высотой, равной половине высоты этажа с шарнирами по концам стоек, кроме первого этажа (рис.4.7). Кроме этого, при

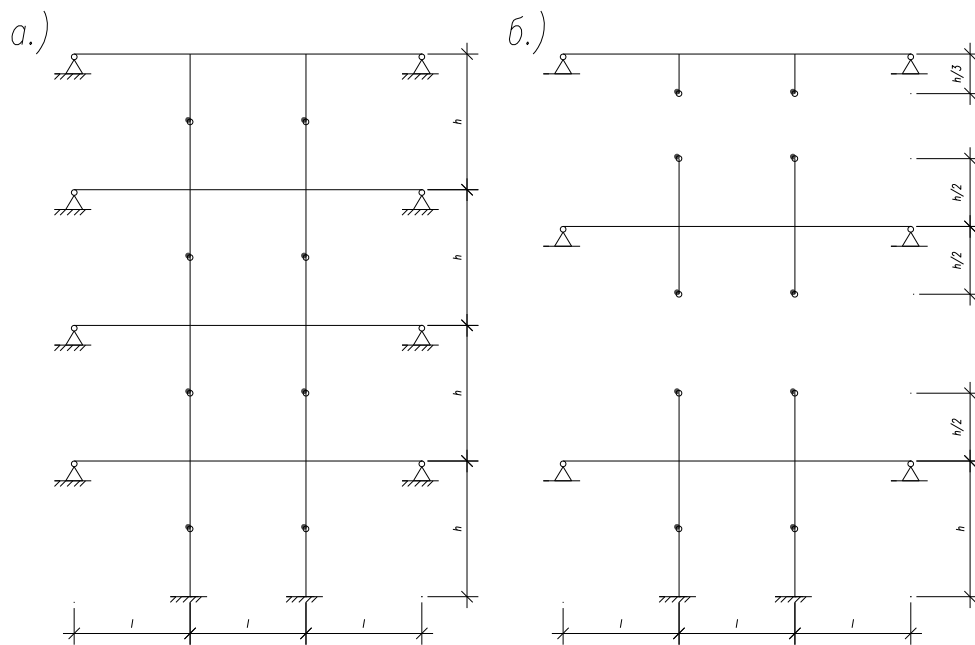


Рис.4.7. Расчетная схема многоэтажной рамы

1. — g
2. — p
3. — p
4. — p

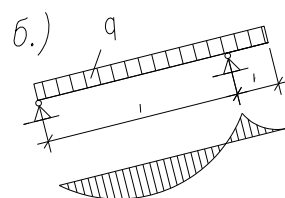
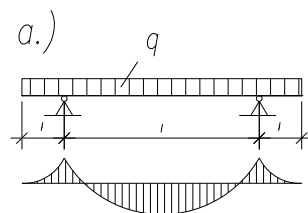
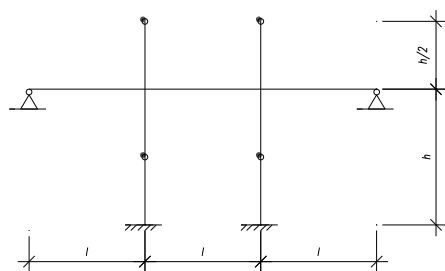


Рис.4.9. Расчетные схемы колонны в процессе транспортирования (а) и монтажа (б)

Рис.4.8. Схема загрузки рамы постоянной (g) и вариантами временной полезной нагрузкой (p)

расчете на вертикальную нагрузку многоэтажных и многопролетных рам с одинаковыми пролетами раму практически допускается заменить трехпролетной рамой, полагая изгибающие моменты в средних пролетах многопролетной рамы такими же, как и в среднем пролете трехпролетной рамы.

На вертикальную нагрузку необходимо рассчитывать три одноэтажные рамы: верхнего, среднего и первого этажа.

В курсовом проекте достаточно произвести расчет рамы первого этажа.

Опорные моменты ригелей рамы, имеющей колонны с одинаковыми сечениями.

$$M_g = \alpha \times g \times l_0^2 \quad \text{и} \quad M_p = \beta \times P \times l_0^2, \quad (4.3)$$

где α и β - табличные коэффициенты, зависящие от схемы загрузки постоянной (g) и временной нагрузками (P) и от отношения суммы погонных жесткостей стоек, примыкающих к узлу к погонной жесткости ригеля;

g ; P - постоянная и временная нагрузка на 1 п.м. ригеля;

l_0 - расчетный пролет ригеля.

Значения табличных коэффициентов α и β в зависимости от схем загрузки приведены в приложении 4.

После определения опорных и пролетных моментов от каждой схемы загрузки (рис.4.8) составляют комбинации усилий моментов 1+2; 1+3; 1+4. Затем производится перераспределение моментов (выравнивание моментов) для ригеля и строится огибающая эпюра моментов.

Произведя расчет прочности ригеля по нормальным и наклонным сечениям, строят эпюру материалов (эпюру арматуры).

Построение эпюры материалов приводится в пояснительной записке.

4.4. Проектирование колонн

В многоэтажных зданиях сборные железобетонные колонны могут выполняться высотой на один, два и более этажей.

В курсовом проекте необходимо произвести расчет колонны первого и верхнего этажей и запроектировать колонну первого этажа.

Расчет колонны начинается с определения действующих на нее нагрузок и усилий. Целесообразно подсчет нагрузок на 1 м² покрытия и перекрытий производить в табличной форме, подразделяя их на постоянные, длительные и временные, начиная с верхнего этажа.

При определении площади поперечного сечения продольной арматуры используются формулы для сжатых железобетонных элементов.

Поперечная арматура в арматурных каркасах колонны устанавливается по конструктивным требованиям: диаметр поперечных стержней принимается из со-

отношения между диаметрами свариваемых стержней (приложение 5, табл. 4), шаг поперечных стержней принимается $20 d$ в сварных каркасах и $15 d$ в вязаных каркасах, в любом случае не более 500 мм (d - диаметр продольных стержней).

Размеры и армирование консоли колонны можно принять по конструктивным требованиям.

Необходимо произвести расчет колонны также в стадии транспортировании и монтажа (рис.4.9). Расчет производится на собственный вес элемента, вводя коэффициент динамичности: при транспортировании - 1,6 и при подъеме и монтаже - 1,4.

Коэффициент надежности по нагрузке в этом случае принимают $\gamma_f = 1$.

На рис. 4.9 показаны расчетные схемы сборных железобетонных колонн при транспортировании и монтаже.

4.5. Проектирование стыков сборных железобетонных элементов

В курсовом проекте необходимо запроектировать стык колонн первого и второго этажей и стык ригеля с колонной.

При соединении продольной рабочей арматуры в зоне стыка колонн усиление поперечными сетками выполняют по расчету.

Сетки устанавливают у торца колонны (не менее 4 шт.) на длине не менее $10 d$ стержней периодического профиля $20 d$ стержней гладкого профиля при этом шаг сеток "S" должен быть не менее 60 мм, не более $1/3$ размера меньшей стороны сечения и не более 150 мм (рис.4.10 и 4.11).

Размер ячеек сетки - не менее 45 мм, не более $1/4$ меньшей стороны сечения и не более 100 мм.

Стыки колонн с ригелем могут быть с обетонированием и без обетонирования.

Основные типы конструкций ригеля с колонной показаны на рис.4.12.

Расчет стыка ригеля с колонной заключается:

- в определении диаметра надпорных стержней

$$A = \frac{M}{R_s \times h_0} ; \quad (4.4)$$

- в определении длины и высоты сварных швов для приварки стыковых стержней и размеры пластины верхней закладной детали.

$$N = \frac{M}{\gamma_0 \times h_0} = \frac{M}{0,85 h_0} \quad (4.5)$$

$$\sum l_{ш} = \frac{1,3 \times N}{0,85 \times h_{ш} \times R_{св}} \quad (4.6)$$

где $h_{ш} = 0,8 \text{ см} = 0,25 d_c$

Длина одного шва с учетом непровара

$$l_{ш} = \frac{\sum l_{ш}}{4} + 1 \quad (4.7)$$

Длина стыкового стержня

$$l_0 = h_k + 2d_3 + 2l_{ui} \quad (4,8)$$

Задавшись шириной закладной детали $b=b_p$, определяем ее толщину

$$\delta = \frac{N}{R_c \times b} \quad (4,9)$$

Длину закладной детали принимаем из условия приварки верхних и нижних опорных стержней каркасов.

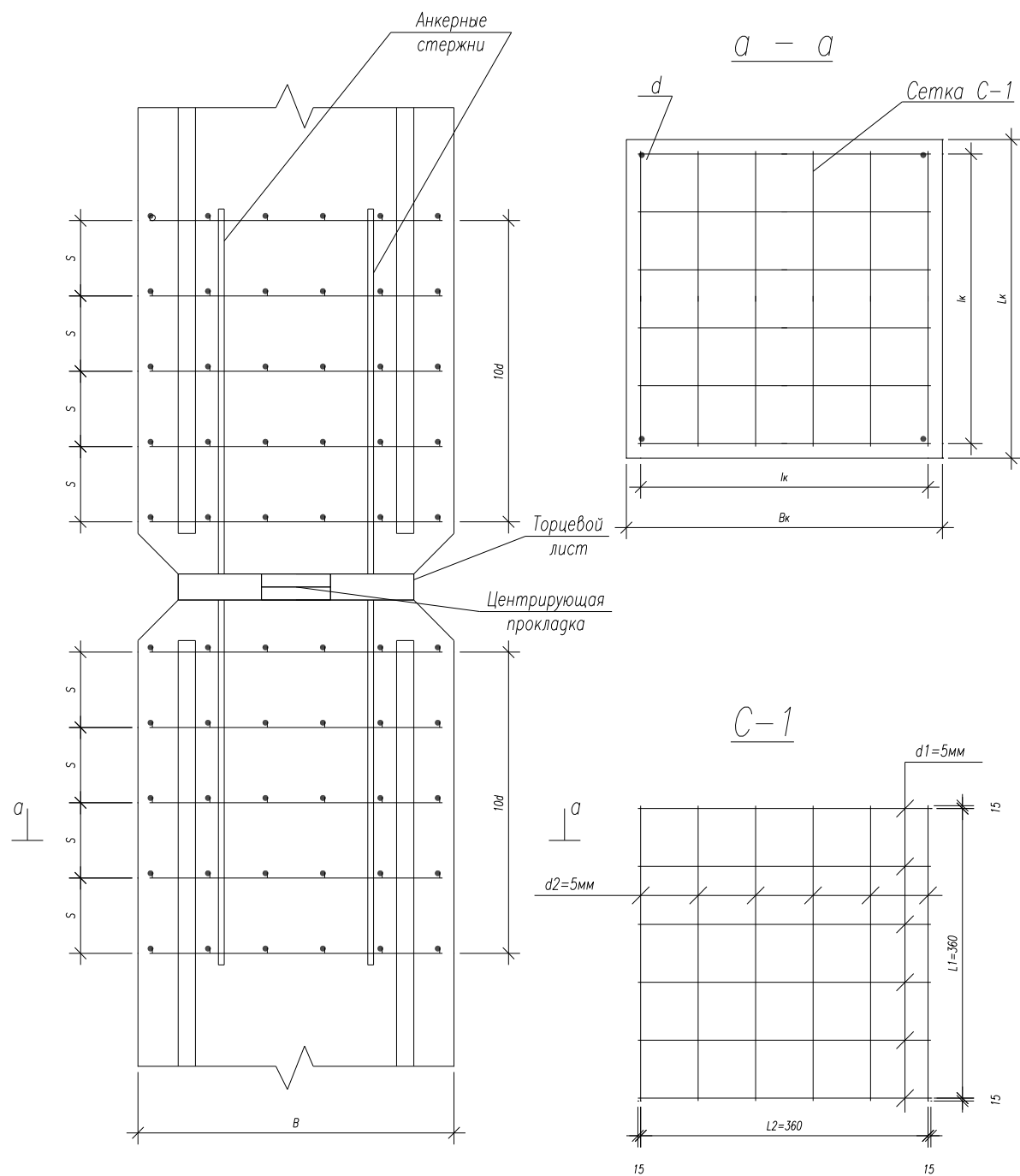


Рис. 4.10. Конструкция стыка колонн с центрирующей прокладкой

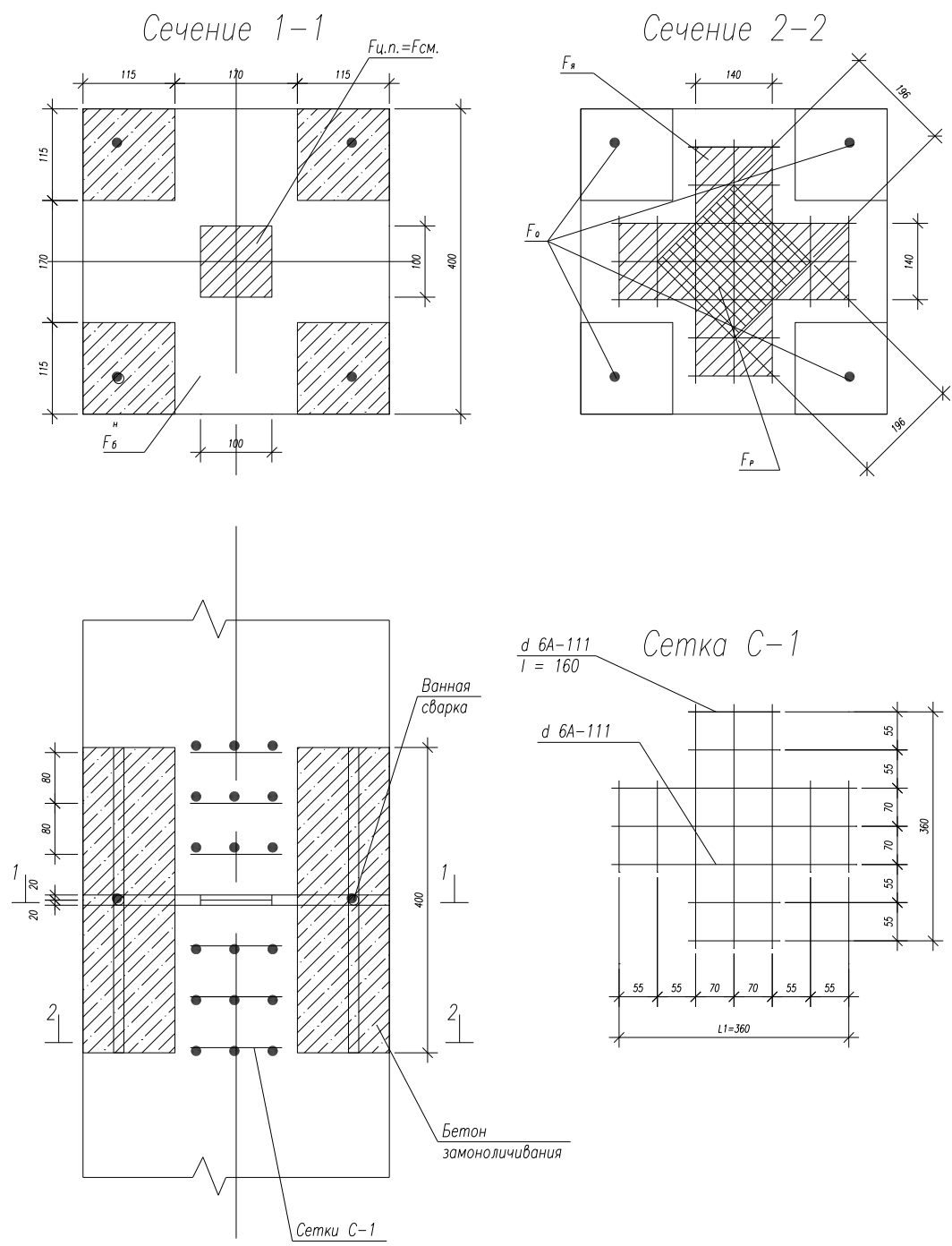


Рис. 4.11. Конструкция стыка колонн с ванной сваркой выпусков арматуры

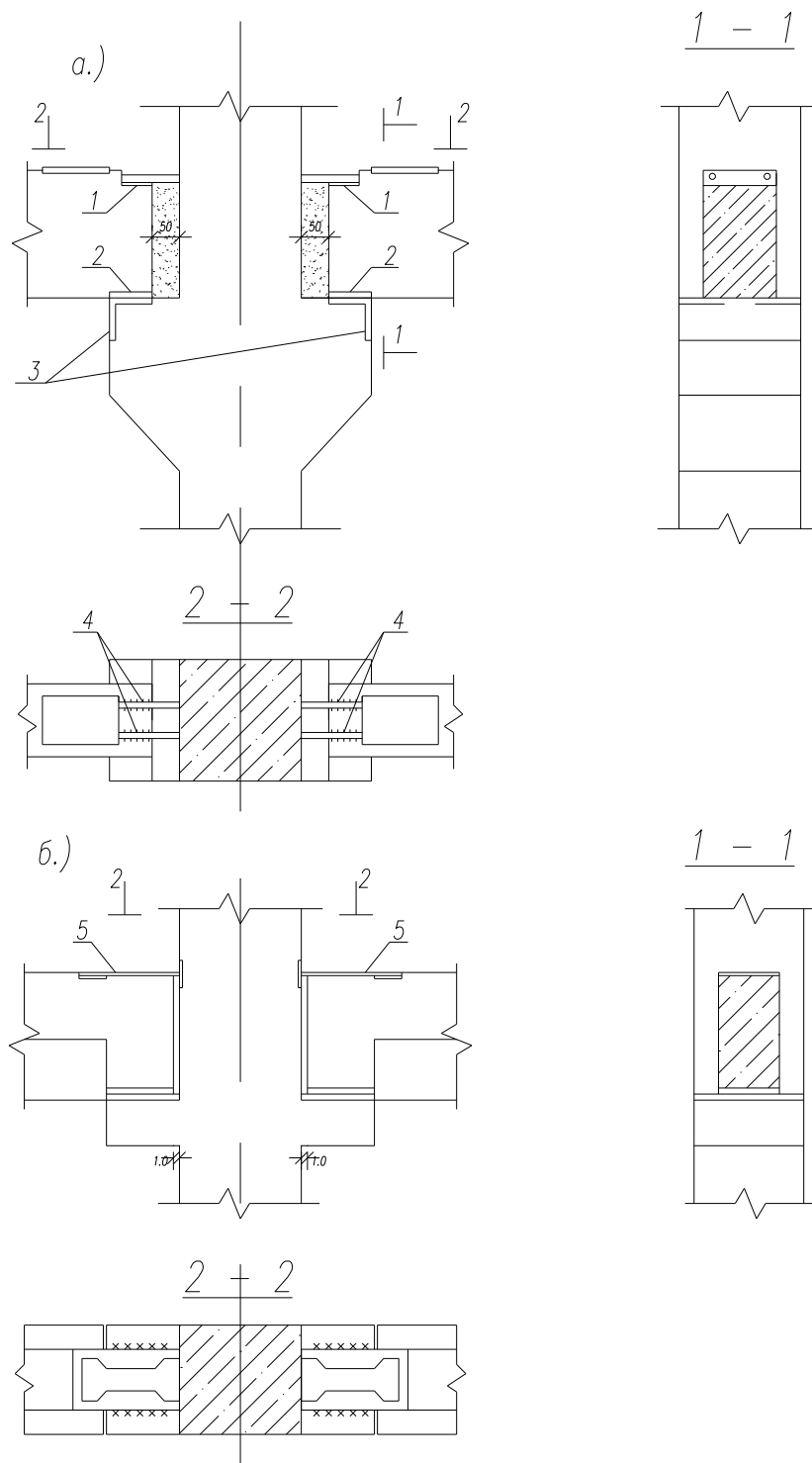


Рис.4.12. Типовые стыки ригелей с колоннами для промышленных (а) и гражданских (б) : 1,2,3,—закладные детали; 4—надопорные стыковые стержни; 5—фигурная деталь "рыбка", привариваемая на монтаже

4.6. Проектирование фундамента

В курсовом проекте разрабатывается отдельно стоящий железобетонный фундамент под колонну. При этом необходимо определить основные геометрические размеры фундамента - высоту, площадь подошвы, конфигурацию поперечного сечения.

Определив исходные данные для расчета фундамента, расчет фундамента целесообразно вести в следующей последовательности:

- определить высоту фундамента из условия заделки колонны в фундамент

$h_3 = (1 \div 1,5)h_k$, где h_k - больший размер сечения колонны

$$H_\phi = h_3 + 250 \quad (4,10)$$

где 250 мм - толщина дна стакана фундамента

- высота фундамента из условия анкеровки продольной рабочей арматуры колонны $l_{ан} = 24d$.

$$H_\phi = 24d + 250 \quad (4.11)$$

- рабочая высота фундамента из условия продавливания

$$h_0 = -\frac{h_k + b_r}{4} + 0.5 \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P}} \quad (4.12)$$

где $P = \frac{N}{A}$

Из трех перечисленных условий для определения высоты фундамента принимают наибольшее значение и определяют глубину заложения фундамента с учетом, что обрез фундамента должен быть ниже отметки чистого пола 0.000 м на - 0.150 м.

Площадь подошвы фундамента определяют на нормативную нагрузку из выражения

$$A = \frac{N^H}{R_0 - \gamma \times H} \quad (4.13)$$

где R_0 - расчетное сопротивление грунта; $\gamma = 20$ кН/м³ - вес единицы объема бетона фундамента и грунта на его уступах; H - глубина заложения фундамента

$$H = H_\phi + 0,15$$

Конфигурация поперечного сечения фундамента определяется исходя из пирамиды продавливания под 45 градусов в бетоне. При этом высоту нижней ступени назначают порядка 300-400 мм, а высоты остальных ступеней определяют так, чтобы очертание ступеней верхних не заходили за пирамиду продавливания (рис.4.13).

Высоту нижней ступени фундамента проверяют из условия прочности на срез в расчетном сечении 0-0 (рис.4.13).

Расчет фундамента заканчивается определением площади сечения рабочей арматуры подошвы фундамента.

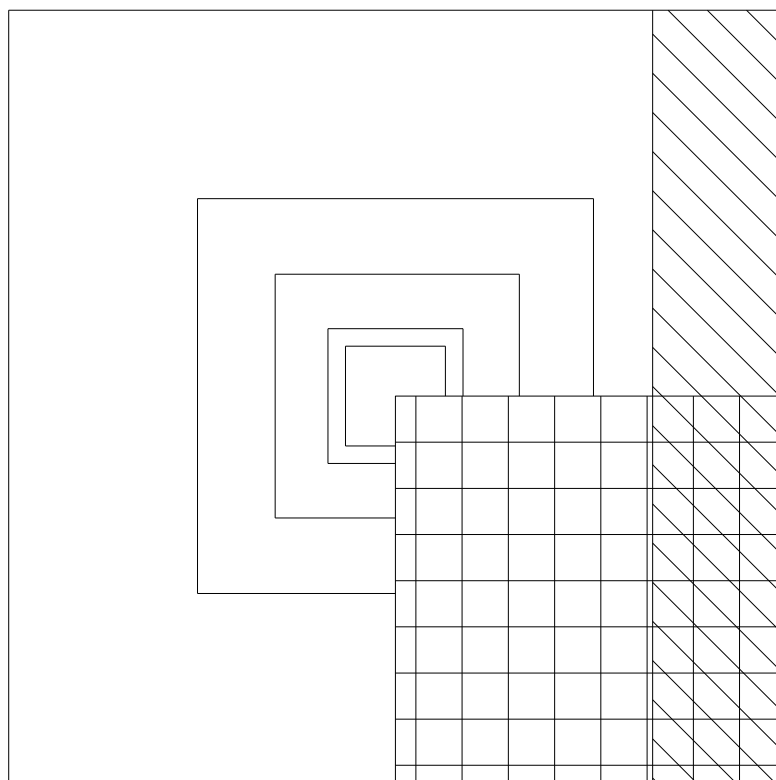
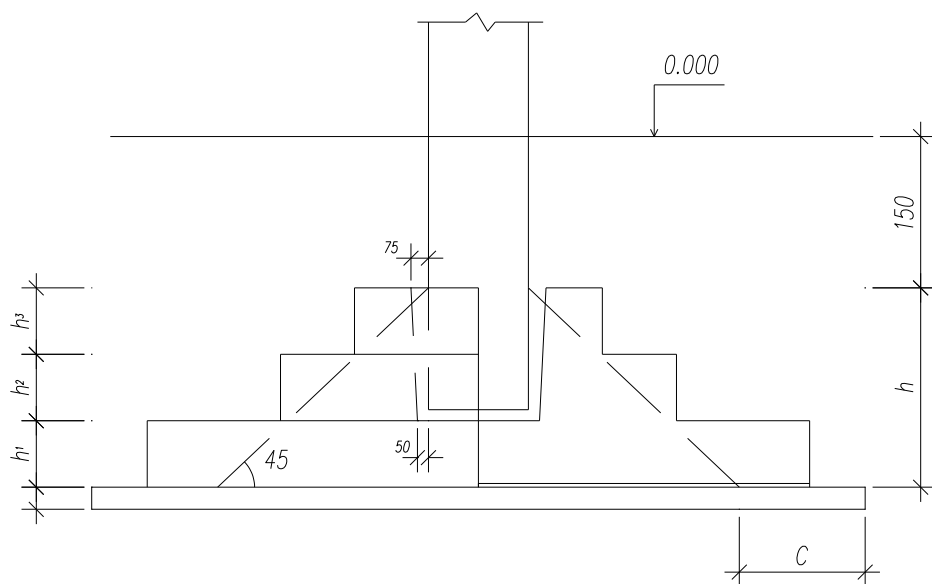


Рис.4.13. Конструкция отдельного железобетонного фундамента

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами состоит из плиты, второстепенных и главных балок, которые располагаются перпендикулярно по отношению друг к другу (рис.5.1).

Сетка колонн остается прежней, что и при компоновке сборного железобетонного перекрытия.

При компоновке монолитного ребристого перекрытия определяются расположение главных и второстепенных балок в плане, размеры их поперечного сечения, толщина монолитной плиты.

Главные балки располагают по колоннам в продольном или поперечном направлении здания.

Второстепенные балки размещают перпендикулярно главным балкам. При этом оси второстепенных балок следует размещать по осям колонн и между ними.

Пролеты и размеры, поперечных сечений плиты, второстепенных и главных балок перекрытий следует принимать в соответствии с рекомендациями табл. 5.1.

Таблица 5.1

Наименование элемента	Пролет, м	Размеры поперечного сечения	
		высота	ширина
Плита	$l_{пл}=1,8-2,7$	$h_{пл} = 6,7,8 \text{ см} (\frac{l_{пл}}{30})$	100 см (условно)
Второстепенная балка	$l_{вб}=4,8-6,6$	$h_{вб} = (\frac{1}{12} \div \frac{1}{20}) l_{вб}$	$b_{вб} = (0,4 \div 0,5) h_{вб}$
Главная балка	$l_{гб}=5,4-7,8$	$h_{гб} = (\frac{1}{8} \div \frac{1}{15}) l_{гб}$	$b_{гб} = (0,4 \div 0,5) h_{гб}$

Размеры пролетов балок должны приниматься кратными 60 см, размеры их поперечных сечений - кратными 5 см.

Пролеты плиты (шаг второстепенных балок) должны быть равными или отличаться не более, чем на 20%.

Опирающие элементы перекрытий на стены должно быть не менее: для плиты 12 см, второстепенных балок - 25 см, главных балок - 30 см.

Примеры компоновки монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами показаны на рис.5.1.

5.1. Расчет и конструирование плиты

Монолитная плита, сопряженная с балками, при отношении пролетов второстепенной балки к плите $\frac{l_{вб}}{l_{гб}} \geq 2$ более интенсивно работает в направлении, пер-

пендикулярном направлении второстепенных балок. В связи с этим расчет плиты производится как многопролетная неразрезная балка с условной шириной, равной 100 см, с пролетами, равными шагу второстепенных балок (рис.5.1 а, б).

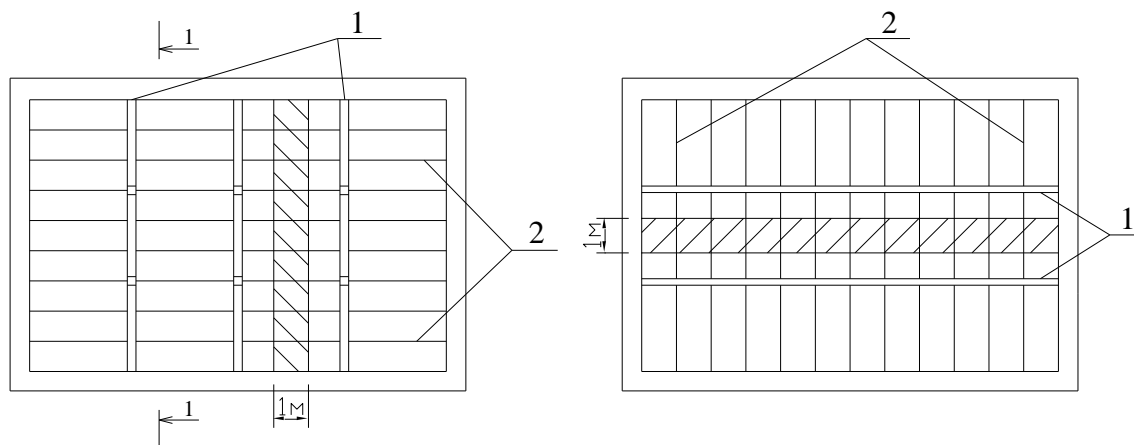
Расчетные пролеты в средних пролетах принимают равными расстоянию в свету между второстепенными балками и при опирании на наружную стену - расстоянию от оси опоры на стене до грани ребра.

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанных с ними балками, изгибающие моменты под влиянием распоров в предельном равновесии уменьшаются. Поэтому в расчетных сечениях средних пролетов и на средних опорах они уменьшаются на 20 % при условии $h/l > 1/30$, т.е. $M_c = \frac{q \times l_0^2}{16}$, а в край-

нем пролете и на первой промежуточной опоре $M_k = \frac{q \times l_0^2}{11}$.

Расчет плиты производится в следующей последовательности:

- а) выделяются расчетные полосы плиты (рис. 5.1 а, б) ;
- б) назначается расчетная схема балочной плиты (рис.5.2);
- в) производится подсчет нагрузок, включающих собственный вес плиты, вес конструкции пола и полезную временную нагрузку, нормативное значение которой дается в задании на проектирование;
- г) вычисляются расчетные пролеты плиты и определяются изгибающие моменты в пролетах и на опорах;
- д) определяется требуемое количество арматуры в соответствующих сечениях.



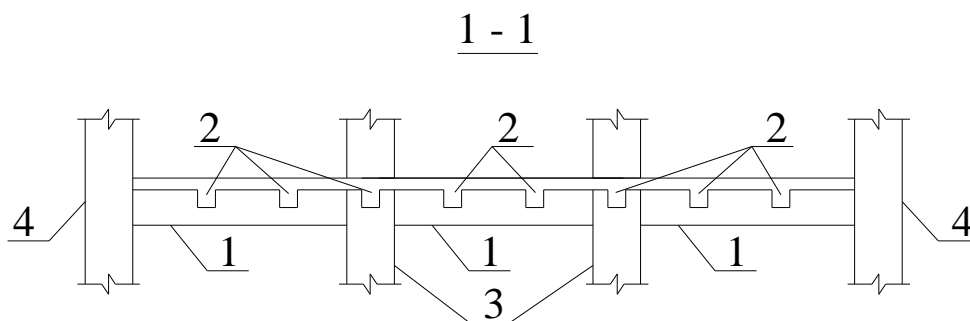
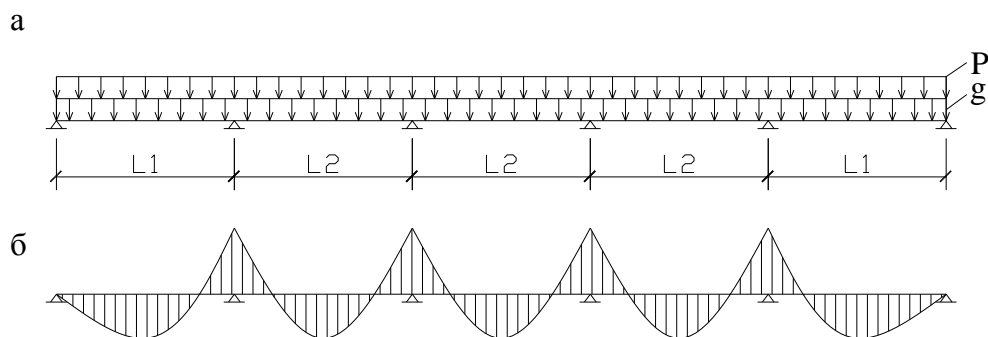


Рис. 5.1. Конструктивные схемы ребристых монолитных перекрытий:
1-главные балки; 2-второстепенные балки; 3-колонны; 4- кирпичные стены



Рас. 5.2. К расчету плиты монолитного ребристого перекрытия.
а)- схема нагружения постоянной (g) и временной (P) нагрузками;
б)- эпюры моментов

Сортамент сварных сеток приведен в приложении 5, табл. 8.

Армирование плиты монолитного ребристого перекрытия приведено на рисунках 5.3-5.5.

При армировании плиты следует принять один тип армирования:

- непрерывное армирование плиты рулонными сетками с продольной рабочей арматурой (рис.5.3);
- раздельное армирование плиты плоскими сетками с поперечными рабочими стержнями (рис.5.4).

5.2. Расчет и конструирование второстепенной балки

Расчет второстепенной балки производится в следующей последовательности:

а) принимается расчетная схема второстепенной балки как неразрезной многопролетной, нагруженной равномерно-распределенной нагрузкой по двум схемам (рис.5.6):

- полная нагрузка $g + V$ в нечетных пролетах и условная постоянная нагрузка $g + 1/4V$ в четных пролетах;

- полная нагрузка $g + V$ в четных пролетах и условная постоянная нагрузка $g + 1/4V$ в нечетных пролетах;

б) вычисляются расчетные пролеты, принимаемые равными в средних пролетах расстоянию между гранями смежных главных балок, в крайних пролетах - расстоянию от грани главной балки до середины опирания второстепенной балки на стену;

в) произвести подсчет погонных расчетных нагрузок, включающих вес конструкции пола, собственный вес балки с участком плиты шириной l пл.

Отрицательный момент во втором пролете на расстоянии $0,25 l_o$ от опоры можно определить по формуле

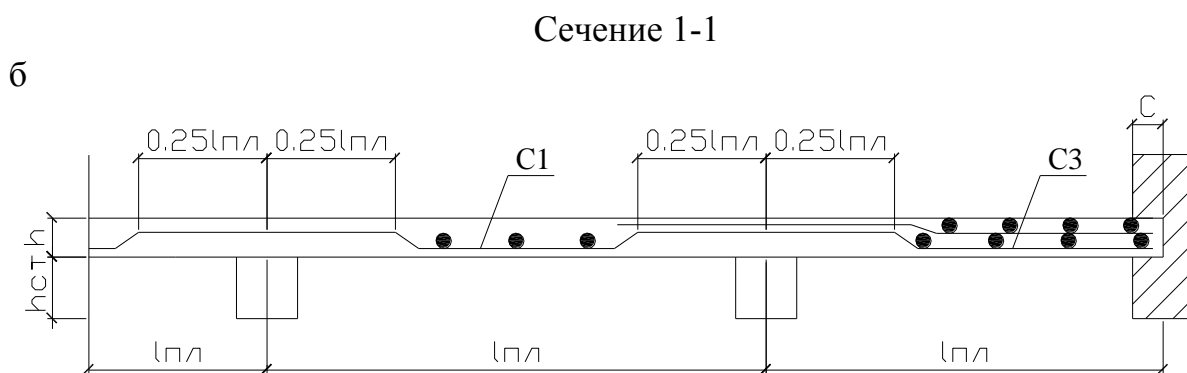
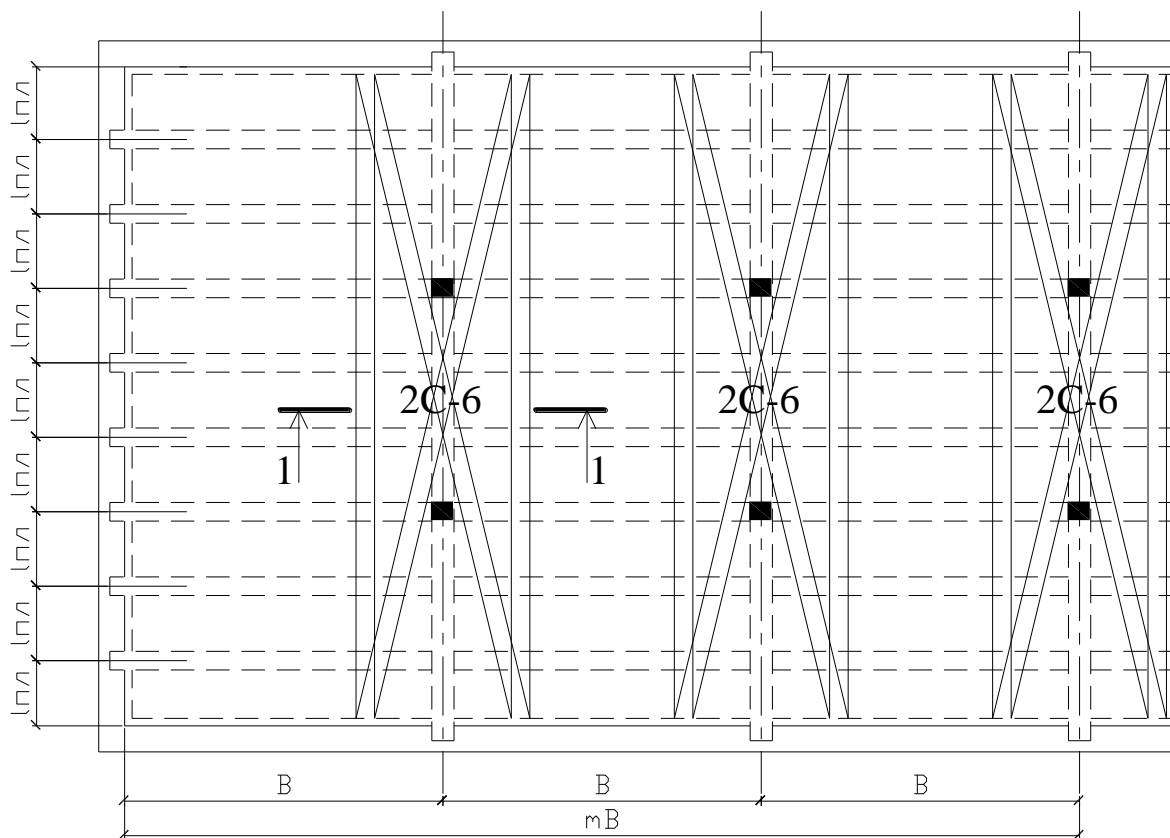


Рис. 5.3. Непрерывное армирование балочной плиты рулонными сетками



Сечение 1-1

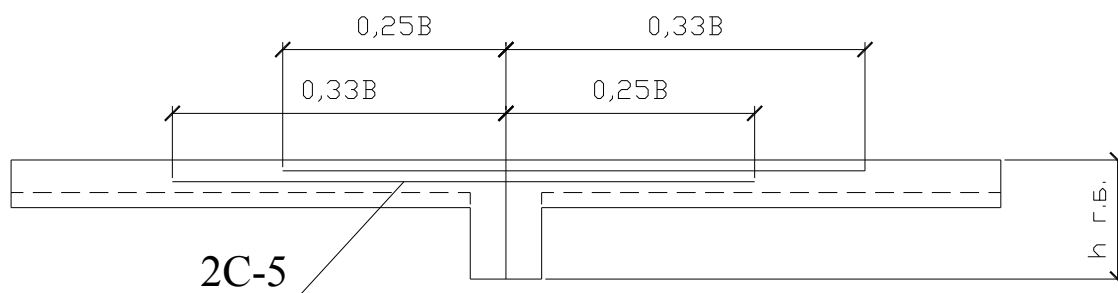


Рис. 5.5. К проектированию второстепенных балок:
а)- план раскладки сеток надпорной арматуры;
б)- сечение 1-1

$$M_{0,25} = \beta \times q \times l_o^2 \quad (5.1)$$

где β - коэффициент принимаемый по табл. 5.2 в зависимости от величины отношения P/g

Таблица 5.2

P/g	$\beta_{0,25}$	P/g	$\beta_{0,25}$
0,5	-0,014	3,0	-0,0443
1,0	-0,0275	3,5	-0,0465
1,5	-0,0343	4,0	-0,0478
2,0	-0,0398	4,5	-0,0488
2,5	-0,0418	5,0	-0,0500

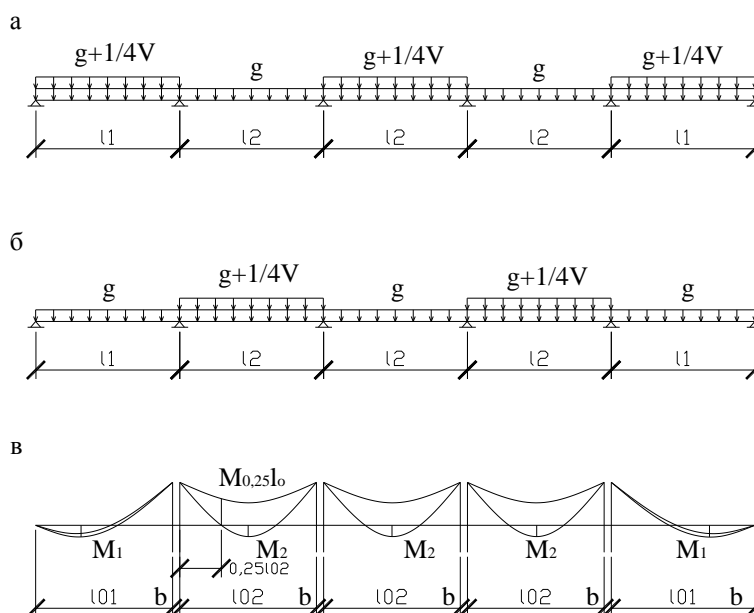


Рис.5.6. К расчету второстепенной балки ребристого монолитного перекрытия: а,б - схемы затруднения; в - огибающая эпюра моментов; b - ширина главкой балки; l_{02} расчетный пролет второстепенной балки

6. ОФОРМЛЕНИЕ ПОЯСНИТЕЛЬНОЙ ЗАПИСКИ И ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ

6.1. Требования к оформлению пояснительной записки курсового проекта

6.1.1. Пояснительная записка выполняется на стандартных листах писчей бумаги формата 297×210 мм.

6.1.2. Текст пояснительной записки пишут с двух сторон листа от руки разборчивым почерком с высотой букв не менее 3 мм чернилами или пастой черного или синего цвета. Количество строк - от 33 до 38 в пределах, установленных размером рамки.

6.1.3. Используемые в пояснительной записке единицы физических величин должны соответствовать ГОСТ 8.417-81.

6.1.4. Иллюстрации (рисунки, эскизы, чертежи, схемы и др.), входящие в состав пояснительной записки, рекомендуется выполнять на отдельных листах после первого упоминания о них тушью или черной пастой в соответствии с требованиями ЕСКД.

6.1.5. Титульный лист пояснительной записки оформляется в соответствии с обязательным приложением 1.

6.1.6. Страницы пояснительной записки снабжаются рамкой и основной надписью по ГОСТ 2.104-08 (приложения 2 формы 1а.1б).

6.1.7. Страницы пояснительной записки нумеруются арабскими цифрами. Титульный лист включается в общую нумерацию и имеет номер 1. На титульном листе номер не ставится.

Страницы задания на проектирование также входят в общую нумерацию пояснительной записки.

6.1.8. Нумерация разделов, подразделов, пунктов, подпунктов, а также оформление заголовков разделов и подразделов должны соответствовать требованиям ГОСТ 2.105-79. Каждый раздел пояснительной записки рекомендуется начинать с новой страницы.

6.1.9. Построение и оформление таблиц должно соответствовать ГОСТ 2.105-79.

6.1.10. Нумерация формул, иллюстрация и ссылки на них должны соответствовать ГОСТ 2.105-79. Ссылки на использованные литературные источники и оформление списка использованной литературы - ГОСТ 7.32-81.

6.2. Требования к оформлению графической части курсового проекта

6.2.1. Графическая часть курсового проекта выполняется на листах формата А1 или А2 по ГОСТ 2.301-68 /А1 - 594 × 841 мм А2 - 297 × 420 мм/.

6.2.2. Чертежи железобетонных конструкций выполняются в соответствии с требованиями ГОСТ 21.503-80 Конструкции бетонные и железобетонные. РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ.

6.2.3. Каждая железобетонная конструкция изображается последовательно: опалубочный чертеж; армирование железобетонной конструкции; арматурные каркасы; характерные сечения; закладные детали.

6.2.4. Графическая часть курсового проекта должна содержать:

- поперечный разрез здания и совмещенный план сборного и монолитного ребристого железобетонного перекрытия с маркировкой колонн, ригелей, плит перекрытий и фундаментов в масштабе 1:100 (1:200);
- рабочие чертежи: сборной панели перекрытия М 1:25;
ригеля М 1:25 или 1:40; железобетонной колонны М 1:25;
стыка колонн М 1:25; сопряжения ригеля с колонной М 1:25;
- рабочие чертежи плиты (2,5 пролета) в М 1:20 и второстепенной балки в М 1:25 монолитного ребристого перекрытия;
- ведомость сборных железобетонных конструкций приложения 3 (форма 1);

- спецификации на сборную железобетонную плиту и ведомость расхода стали на элемент в кг по приложению 3 (форма 2,3)

6.2.5. Рекомендуемая компоновка листов графической части приведена на рис.6.1, 6.2.

Разрез здания с маскировкой ж.б. элементов	Ригель /средний/: опалубочный чертеж; армирование, арматурный каркас, сечения	Ведомость сборных железобетонных конструкций
Совмещенный план ж.б. и монолитного ребристого перекрытия		Спецификация на сборную ж.б. плиту
Закладные детали железобетонных конструкций	Плита перекрытия: опалубочный чертеж; армирование плиты; сечения; арматурные сетки; каркасы	Ведомость расхода стали на элемент в кг
		Штамп

Рис. 6.1. Компоновка графической части листа № (формат А 1)

Колонна: опалубочный чертеж; армирование; арматурный каркас; сечения	Фундамент: опалубочный чертеж; армирование /план, разрез/
Стык колонн, стык ригеля с колонной	Монолитная ребристая плита: армирование
Второстепенная балка: армирование; арматурные каркасы; сечения	Штамп

Рис. 6.2. Компоновка графической части листа А 2 (формат А 1 - половина)

7. ВОПРОСЫ

ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ ПО ИЗУЧЕНИЮ ПЕРВОЙ ЧАСТИ ДИСЦИПЛИНЫ "ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ"

1. Сущность железобетона, совместная работа арматуры и бетона Достоинства и недостатки железобетона. Способы изготовления и возведения железобетонных конструкций. Область применения железобетона.

3. Классификация бетонов, структура бетона, прочность и деформативность бетона.

3. Классы бетона на прочность и проектные марки бетона.

4. Виды арматуры. Физико-механические свойства арматурных сталей.

5. Классификация арматуры, арматурные изделия, применяемые в железобетонных конструкциях.

6. Совместная работа бетона и арматуры. Анкеровка арматуры в бетоне. Усадка и ползучесть бетона в железобетонных конструкциях. Коррозия железобетона и меры защиты от нее. Защитный слой бетона.

7. Особенности работы железобетонных конструкций и стадии напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов.

8. Методы расчета железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям и разрушающим усилиям. Преимущества и недостатки методов расчета.

9. Расчет сечений железобетонных конструкций по предельным состояниям. Нагрузки и воздействия. Нормативные и расчетные сопротивления бетона и арматуры. Основные положения расчета.

10. Сущность предварительного напряжения. Способы создания предварительного напряжения. Анкеровка напрягаемой арматуры.

11. Назначение величины предварительного натяжения. Виды потерь предварительного напряжения арматуры. Первые и вторые потери при натяжении на упоры а на бетон. Суммарные потери.

12. Напряжения в бетоне при обжатии и последовательность изменения напряженного состояния предварительного напряжения элементов.

13. Виды изгибаемых железобетонных элементов и их конструктивные особенности.

14. Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых железобетонных элементов с одиночной арматурой, с двойной арматурой и таврового сечения.

15. Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых железобетонных элементов, армированных напрягаемой и ненапрягаемой арматурой (смешанное армирование).

16. Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов.

17. Условия прочности, обеспечивающие прочность наклонного сечения и конструктивные требования.

18. Расчет и конструирование растянутых железобетонных элементов.

19. Расчет и конструирование сжатых железобетонных элементов.

Учет продольного изгиба.

20. Категории трещиностойкости и требования предъявляемые к ним.

21. Определение момента образования трещин нормальных к продольной оси элемента.

22. Расчет по образованию трещин наклонных к продольной оси элемента, элементы без поперечного армирования.

23. Определение ширины раскрытия трещин железобетонных изгибаемых и растянутых элементов.

24. Кривизна при изгибе, жесткость и перемещение железобетонных элементов.

25. Особенности проектирования сборных железобетонных конструкций с учетом усилий, возникающих при изготовлении, транспортировании и монтаже.

26. Общие принципы проектирования железобетонных конструкций зданий и сооружений. Унификация и типизация сооружений и их элементов.

27. Классификация плоских перекрытий. Компонировка сборного железобетонного перекрытия.

29. Сущность расчета статически неопределимых конструкций с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций.

30. Построение огибающей эпюры моментов для неразрезного ригеля сборного железобетонного перекрытия.

31. Построение эпюры материалов /арматуры/ для неразрезного ригеля сборного железобетонного перекрытия.

32. Стыки ригеля с колонной их расчет и конструирование.

33. Стыки колонн их расчет и конструирование.

34. Расчет и конструирование отдельного железобетонного фундамента.

35. Компонировка конструктивной схемы монолитного ребристого перекрытия. Расчет и конструирование плиты.

36. Расчет и конструирование второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия.

37. Расчет и конструирование главной балки монолитного ребристого перекрытия.

38. Компонировка конструктивной схемы монолитного перекрытия с

Плитами, работающими в двух направлениях. Расчет и конструирование плиты.

39. Расчет и конструирование балок монолитного ребристого перекрытия с плитами, работающими в двух направлениях.

40. Кессонные перекрытия. Расчет и конструирование.

41. Безбалочные железобетонные перекрытия. Конструктивные решения. Расчет и конструирование элементов сборных безбалочных перекрытий. Конструкции капителей.

42. Безбалочные железобетонные монолитные перекрытия. Расчет их по методу предельного равновесия.

43. Сборно-монолитные безбалочные перекрытия. Конструктивные решения.

44. Расчет и конструирование плиты монолитного безбалочного - перекрытия.

Каменные и армокаменные конструкции

1. Общие сведения, материалы каменных конструкций. Физико-механические свойства каменных кладок.

2. Факторы, влияющие на прочность кладки при центральном сжатии. Расчет прочности каменных столбов.

3. Деформации каменной кладки при центральном сжатии. Зависимость “ $\sigma - \varepsilon$ ”, модули деформаций.
4. Продольный изгиб элементов каменной кладки при центральном сжатии.
5. Расчет каменной кладки на центральное и внецентренное сжатие.
6. Расчет каменной кладки на местное сжатие (смятие).
7. Каменные конструкции с сетчатым и продольным армированием. Конструирование и расчет.

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. М.. 1985.- 80с.
2. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. М..1983.- 40с.
3. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) М., 1989.- 150с.
4. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Часть 1, П. М., 1986.- 188с.
5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. –М: Стройиздат, 1991.- 768с.
6. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций.- М.: ВШ. 1989.- 400с.
7. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. -М: Стройиздат. 1989.- 506с.
8. Бондаренко В.М., Судницын А.И., Назаренко В.Г. Расчет железобетонных и каменных конструкций,- М.: ВШ. 1988.- 304с.
9. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. Справочник проектировщика. -М.: Стройиздат, 1981.- 488с.
10. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. -М.: ВШ, 1987.- 365с.
11. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. А.Б.Голышев, В.Я.Бачанский и др. -Киев.: Будивэльник. 1990.- 544с.

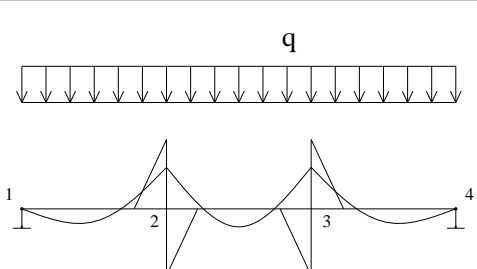
ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА МНОГОЭТАЖНЫХ МНОГОПРОЛЕТНЫХ РАМ

Расчетная схема - регулярная применительно к сборным железобетонным конструкциям заводского изготовления. Высоты этажей равные, сечение стоек на всех этажах постоянное. Ригели рамы на крайних опорах рассматриваются шарнирно опертыми.

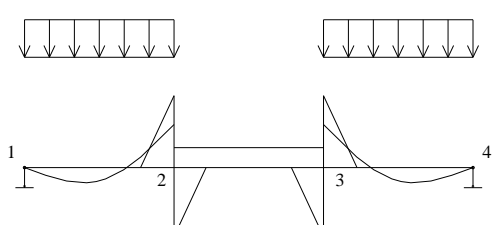
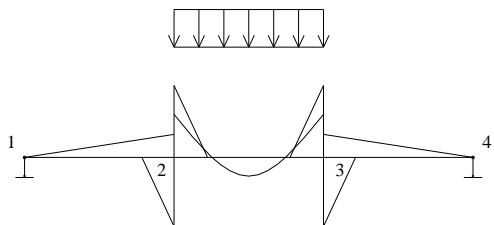
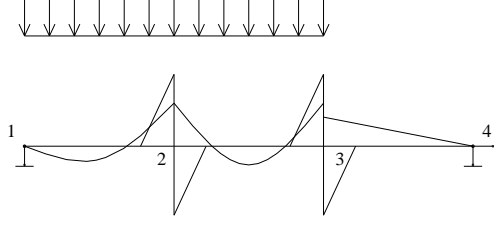
Опорные моменты ригелей $M = (\alpha \times g + \beta \times P) \cdot l^2$; здесь значение коэффициентов α и β зависит от схемы загрузки ригеля постоянной нагрузкой g и временной нагрузкой P , а также от отношения погонных жесткостей ригеля и стойки $k = B \times l_{col} / l \times B_{col}$, где B, l - жесткость и пролет ригеля; B_{col}, l_{col} - жесткость и длина стойки (высота этажа) /.

Пролетные моменты ригелей и поперечные силы определяются по значению опорных моментов ригелей и нагрузкам соответствующих загрузений.

Изгибающие моменты стоек определяют по разности абсолютных значений опорных моментов ригелей в узле ΔM , которая распределяется между стойками, примыкающих к узлу снизу и сверху. В средних этажах поровну $M = 0,5 \Delta M$, в первом этаже $M = 0,4 \Delta M$ и в верхнем этаже $M = \Delta M$. При этом для определения изгибающих моментов стоек вычисляют опорные моменты ригелей для первого этажа при значении k , увеличенном в 1,2 раза, а для верхнего этажа - при значении k , увеличенном в 2 раза.

Схемы загрузки и эпюры моментов	К	Опорные моменты		
		M_{21}	M_{23}	M_{32}
	0,5	-0,121	-0,087	-0,087
	1	-0,118	-0,089	-0,089
	2	-0,114	-0,091	-0,091
	3	-0,111	-0,093	-0,093
	4	-0,109	-0,094	-0,094
	5	-0,108	-0,095	-0,095
	6	-0,108	-0,096	-0,096

Окончание приложение 2

Схемы загрузки и эпюры моментов	К	Опорные моменты		
		M_{21}	M_{23}	M_{32}
<p>Р Р</p> 	0,5	-0,112	-0,009	-0,009
	1	-0,103	-0,015	-0,015
	2	-0,091	-0,023	-0,023
	3	-0,083	-0,028	-0,028
	4	-0,078	-0,031	-0,031
	5	-0,074	-0,034	-0,034
	6	-0,072	-0,036	-0,036
<p>Р</p> 	0,5	-0,009	-0,078	-0,078
	1	-0,015	-0,074	-0,074
	2	-0,023	-0,068	-0,068
	3	-0,028	-0,065	-0,065
	4	-0,031	-0,063	-0,063
	5	-0,034	-0,062	-0,062
	6	-0,036	-0,060	-0,060
<p>q</p> 	0,5	-0,122	-0,094	-0,070
	1	-0,120	-0,100	-0,065
	2	-0,119	-0,105	-0,056
	3	-0,118	-0,108	-0,051
	4	-0,117	-0,110	-0,047
	5	-0,117	-0,111	-0,041
	6	-0,117	-0,112	-0,042

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Таблица 1

Коэффициенты для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

$\zeta = \frac{x}{h_o}$	η	α_m	$\zeta = \frac{x}{h_o}$	η	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,40	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,1	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,249	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Таблица 2

СОРТАМЕНТ АРМАТУРНЫХ КАНАТОВ

Класс каната	Номинальный диаметр каната, мм	Диаметр проволоки, мм сечения каната	Площадь поперечного сечения каната, см ²	Теоретическая масса 1 м длины каната, кг
К-7	6	2	0,227	0,173
К-7	9	3	0,51	0,402
К-7	12	4	0,906	0,714
К-7	15	5	1,416	1,116
К-19	14	2,8	1,287	1,020

Таблица 8

СОРТАМЕНТ (сокращенный) СВАРНЫХ СЕТОК
ПО ГОСТ 8478-81

	Марка сетки	Расчетная площадь сечения, см ²		
		всех продольных стержней при ширине		поперечных стержней на 1 м длины
		Ам	1м	
1	$\frac{5Bp1-100}{5Bp1-100} 1040 \times L \times \frac{C}{20}$		1,96	1,96
2	$\frac{5Bp1-100}{5Bp1-100} 1280 \times L \times \frac{C}{40}$	2,55	1,96	1,96
3	$\frac{5Bp1-100}{5Bp1-50} 1280 \times L \times \frac{C}{40}$	2,55	1,96	3,92

ПРИЛОЖЕНИЕ 5
Продолжение табл. 8

№	Марка сетки	Расчетная площадь сечения, см ²		
		всех продольных стержней при ширине		поперечных стержней на 1 м длины
		Ам	1м	
4	$\frac{4Bp1-200}{4Bp1-300}1290 \times L \times \frac{C}{45}$	0,88	0,63	0,5
5	$\frac{4Bp1-200}{8AIII-200}1290 \times L \times \frac{C}{45}$	0,88	0,63	2,51
6	$\frac{4Bp1-200}{AIII-200}1290 \times L \times \frac{C}{45}$	0,88	0,63	1,42
7	$\frac{4Bp1-200}{4Bp1-200}1440 \times L \times \frac{C}{20}$	1,01	0,63	0,63
8	$\frac{4Bp1-200}{5Bp1-200}1440 \times L \times \frac{C}{20}$	1,01	0,63	0,98
9	$\frac{4Bp1-200}{4Bp1-100}1500 \times L \times \frac{C}{50}$	1,01	0,63	1,26
10	$\frac{5Bp1-100}{5Bp1-100}1540 \times L \times \frac{C}{20}$	2,94	1,96	1,96
11	$\frac{5Bp1-100}{5Bp1-50}1540 \times L \times \frac{C}{20}$	2,94	1,96	3,92
12	$\frac{4Bp1-200}{4Bp1-100}1660 \times L \times \frac{C}{30}$	1,18	0,63	1,26
13	$\frac{4Bp1-200}{4Bp1-200}1660 \times L \times \frac{C}{20}$	1,13	0,63	0,63

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Продолжение табл. 8

№	Марка сетки	Расчетная площадь сечения, см ²		
		всех продольных стержней при ширине		поперечных стержней на 1 м длины
		Ам	1м	
14	$\frac{5Bp1-100}{5Bp1-100} 2350 \times L \times \frac{C}{25}$	4,69	1,96	1,96
15	$\frac{5Bp1-100}{5Bp1-100} 2550 \times 6050 \times 25$	4,88	1,96	1,96
16	$\frac{5Bp1-200}{5Bp1-150} 2660 \times L \times \frac{C}{30}$	2,75	0,96	1,37
17	$\frac{4Bp1-200}{6AIII-150} 2660 \times L \times \frac{C}{30}$	1,76	0,63	1,98
18	$\frac{4Bp1-100}{3Bp1-200} 2940 \times L \times \frac{C}{20}$	3,8	1,26	0,35
19	$\frac{4Bp1-100}{4Bp1-200} 2940 \times L \times \frac{C}{20}$	4,95	1,26	0,63
20	$\frac{5Bp1-200}{5Bp1-150} 3030 \times L \times \frac{C}{15}$	3,14	0,98	1,37
21	$\frac{5Bp1-200}{6AIII-150} 3030 \times L \times \frac{C}{15}$	3,14	0,98	1,98
22	$\frac{4Bp1-200}{8AIII-150} 3030 \times L \times \frac{C}{15}$	2,02	0,63	3,52
23	$\frac{5Bp1-200}{5Bp1-150} 3260 \times L \times \frac{C}{30}$	3,53	0,98	1,37

ПРИЛОЖЕНИЕ 5
Окончание табл. 8

№	Марка сетки	Расчетная площадь сечения, см ²		
		всех продольных стержней при ширине		поперечных стержней на 1 м длины
		Ам	1м	
24	$\frac{4Bp1-200}{8AIII-150} 3260 \times L \times \frac{C}{30}$	2,14	0,63	3,52
25	$\frac{5Bp1-200}{6AIII-150} 3260 \times L \times \frac{C}{30}$	3,33	0,98	1,98
26	$\frac{5Bp1-200}{6AIII-150} 3660 \times L \times \frac{C}{15}$	3,51	0,98	1,98
27	$\frac{5Bp1-200}{8AIII-100} 3630 \times L \times \frac{C}{15}$	3,51	0,98	3,52

Маркировка сеток $C \frac{D-V}{d-u} A \times L \frac{C_1-C_2}{K}$,

где С – сетка, D – диаметр и класс продольных стержней, d = диаметр и класс поперечных стержней, V – шаг продольных стержней, L – длина сетки, u – шаг поперечных стержней, А – ширина сетки, С₁ и С₂ – длина свободных концов продольных стержней, К – длина свободных концов поперечных стержней.

Если С₁=С₂ то в маркировке пишется только С₁, если С₁=С₂=К, то пишется только С₁.

Таблица П1

ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЙ РЕБРИСТЫЕ И МНОГОПУСТОТНЫЕ ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ		
Эскиз	Марка изделия	Вес, кН
 <p>длина плит составляет 5000 мм, ширина плиты по низу равна $V_{пл}$ минус 10 мм, по верху - $V_{пл}$ минус 40 мм</p> <p>Стандартное расстояние между центрами пустот - 185 мм, от центра пустоты до края плиты по низу - 132,5 мм</p>	Ребристые плиты	
	П1-8АІV, П2-8АІV, П3-8АІV	
	П1,П2,П3 - соответственно рядовая, междуколонная и крайняя ребристая плита;	19 (2.1кН/м ²)
	8 - несущая способность в кН/м ² плиты (расчетная нагрузка на плиту без учета собственного веса);	
	АІV (А600) - класс напрягаемой арматуры	
	Многопустотные плиты	
	ПК56.15-8Р-АІV	
	ПК56.15-8С-АІV(диаметр отверстий 159мм)	25
	ПК56.15-8К-АІV	(2.8кН/м ²)
	ПК - пустотная плита;	
	Р,С,К - соответственно рядовая, междуколонная и крайняя	
	56.15 - длина и ширина плиты в дм (округленно)	
	8,АІV (А600) - как в марке ребристой плиты	
(ГОСТ 21506-87, ГОСТ9561-91)		

Таблица П2

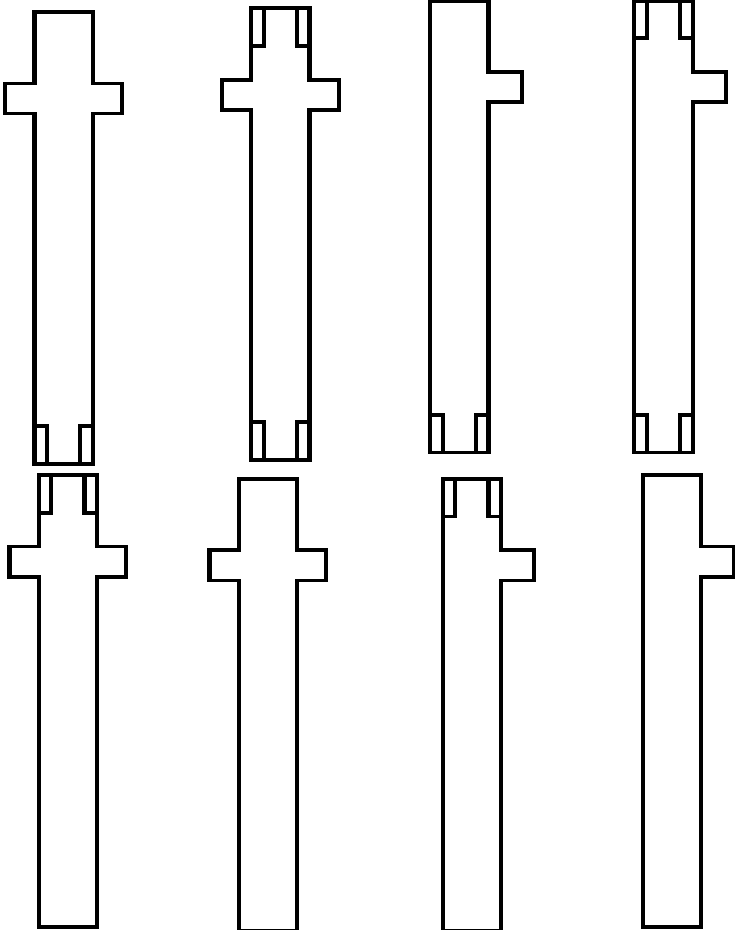
КОЛОННЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ (ГОСТ 18979-90)			
Эскиз		Марка изделия	Вес, кН
		1КНД33.1-2.45	14
		1КНО42.1-1.23	
		2КСД42.1-1.23	
		3КВД48.1-2.40	
		3КБД33.1-1.23	
		1,2,3 (в начале марки) - число этажей в пределах высоты колонны;	
		КН,КС,КВ,КБ - соответственно нижняя, средняя, верхняя, бесстыковая (на всю высоту здания) колонна;	Для определения веса:
		О,Д - соответственно одно- и двухконсольная (в пределах этажа) колонна	$P=\gamma \cdot V$, где
		33,42,48 - высота этажа, дм;	V-объем,
		1 (после высоты этажа) - тип размера сечения 40x40 см;	$\gamma=25\text{кН/м}^3$
		1,2 (после тире) - тип несущей способности консоли (1- предельная продольная сила равна 210 кН, 2 - 300 кН);	
		23,40,45 - несущая способность ствола колонны (23=2300кН)	
		Размер консоли: 150x150мм	
		Высота надконсольной части -1.05м	

Таблица ПЗ

РИГЕЛИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ДЛЯ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ (ГОСТ 18980-90)

Эскиз	Марка изделия	Вес, кН(кН/м)
	РДП4.56-50	25,5(4,25)
	РДП6.56-60	37,8(6,30)
	РОП4.56-30	23,5
	РОП6.56-40	33,5
	РДР6.56-50	36,0(6,00)
	РОР6.56-40	33,0(5,50)
	Р(первый символ) - ригель;	
	Д,О - соответственно ригель одно-, двухполочный;	
	П,Р - соответственно ригель для опирания многопустотных, ребристых плит;	
	4,56 -высот, длина ригеля дм (округленно);	
	30,40,50,60 - несущая способность ригеля, кН/м	

Таблица П4

Сортамент арматуры											
Диаметр мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Масса, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
10	0,789	1,57	3,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,60	11,04	15,02	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,805

Таблица П5

Соотношение между диаметрами стержней при сварке изделия						
Диаметр стержня одного направления, мм	3...12	14,16	18,20	22	25...32	36,40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	4	5	6	8	10

Таблица П6

Коэффициенты для расчета изгибаемых элементов											
ξ	η	A_0	ξ	η	A_0	ξ	η	A_0	ξ	η	A_0
0,01	0,995	0,01	0,18	0,910	0,164	0,35	0,825	0,289	0,52	0,740	0,385
0,02	0,990	0,02	0,19	0,905	0,172	0,36	0,820	0,295	0,53	0,735	0,390
0,03	0,985	0,03	0,20	0,900	0,180	0,37	0,815	0,302	0,54	0,730	0,394
0,04	0,980	0,039	0,21	0,895	0,188	0,38	0,810	0,308	0,55	0,725	0,399
0,05	0,975	0,049	0,22	0,890	0,196	0,39	0,805	0,314	0,56	0,720	0,403
0,06	0,970	0,058	0,23	0,885	0,203	0,40	0,800	0,320	0,57	0,715	0,408
0,07	0,965	0,068	0,24	0,880	0,211	0,41	0,795	0,326	0,58	0,710	0,412
0,08	0,960	0,077	0,25	0,875	0,219	0,42	0,790	0,332	0,59	0,705	0,416
0,09	0,955	0,086	0,26	0,870	0,226	0,43	0,785	0,338	0,60	0,700	0,420
0,10	0,950	0,095	0,27	0,865	0,234	0,44	0,780	0,343	0,61	0,695	0,424
0,11	0,945	0,104	0,28	0,860	0,241	0,45	0,775	0,349	0,62	0,690	0,428
0,12	0,940	0,113	0,29	0,855	0,248	0,46	0,770	0,354	0,63	0,685	0,432
0,13	0,935	0,122	0,30	0,850	0,255	0,47	0,765	0,359	0,64	0,680	0,435
0,14	0,930	0,130	0,31	0,845	0,262	0,48	0,760	0,365	0,65	0,675	0,439
0,15	0,925	0,139	0,32	0,840	0,269	0,49	0,755	0,370	0,66	0,672	0,442
0,16	0,920	0,147	0,33	0,835	0,276	0,50	0,750	0,375	0,67	0,665	0,446
0,17	0,915	0,156	0,34	0,830	0,282	0,51	0,745	0,380	0,68	0,660	0,449

Таблица П7

Марка бутобетона с рваным бутовым камнем	Расчетное сопротивление R сжатию бутобетона при марке бетона					
	M200	M150	M100	M75	M50	M35
M200 и выше	4,0 МПа	3,5 МПа	3,0 МПа	2,5 МПа	2,0 МПа	1,7 МПа
M100	-	-	-	2,2 МПа	1,8 МПа	1,5 МПа
M50 (или с кирпичным боем)	-	-	-	2,0 МПа	1,7 МПа	1,3 МПа

Таблица П8

Прочностные и деформативные характеристики арматуры и бетона, МПа												
Класс	Ø,мм	R _{sn}	R _s	R _{sw}	R _{sc}	E _s	Класс	R _{bn}	R _b	R _{btn}	R _{bt}	E _b
A240	6-40	240	215	170	215	200000	B10	7,5	6,0	0,85	0,56	19000
A400	6-40	400	355	285	355	200000	B15	11,0	8,5	1,10	0,75	24000
A500	10-40	500	435	300	435	200000	B20	15,0	11,5	1,35	0,90	27500
A600	10-40	600	520	-	470	200000	B25	18,5	14,5	1,55	1,05	30000
A800	10-32	800	695	-	500	200000	B30	22,0	17,0	1,75	1,15	32500
A1000	10-32	1000	830	-	500	200000	B35	25,0	19,5	1,95	1,30	34500
B500	3-12	500	415	300	415	200000	B40	29,0	22,0	2,10	1,40	36000
Соответствие:		A500-A800 ⇒ B20		A1000 ⇒ B30			B45	32,0	25,0	2,25	1,50	37000

Таблица П9

Мар- ка кир- пича	Расчетное сопротивление кладки сжа- тию R[МПа]при марке раствора						Коэффициент продольного изгиба φ		
							при действии нагрузки		
	M200	M150	M100	M75	M50	M25	Гибкость $\lambda = l_0/h$	длительном	кратковременном
M300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5			
M250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2			
M200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	6	0,92	при $\lambda=10 \Rightarrow \varphi=0,90$ при $\lambda=20 \Rightarrow \varphi=0,85$
M150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	10	0,90	
M125	-	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	15	0,83	
M100	-	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	20	0,70	

Таблица П10

Допустимая ширина раскрытия трещин		Предельно допустимые прогибы конструкций	
A600	$a_{crc1}=0,4\text{мм}, a_{crc2}=0,3\text{мм}$	балки и плиты при пролете $L=6\text{м}$	$f=(1/200)L$
A800, A1000	$a_{crc1}=0,3\text{мм}, a_{crc2}=0,2\text{мм}$		

ЛИТЕРАТУРА

1. Ксенофонтова, Т.К. Инженерные конструкции. Железобетонные и каменные конструкции [Электронный ресурс]: учебник / Т.К. Ксенофонтова, М.М. Чумичева; под общ. ред. Т.К. Ксенофонтовой. - Москва: ИНФРА-М, 2019. - 386 с. - ЭБС «Znanium.com» - Режим доступа: <https://new.znanium.com/document?id=344875>.
2. Яковлева, М.В. Восстановление и усиление железобетонных и каменных конструкций [Электронный ресурс]: учебно-методическое пособие / М.В. Яковлева, О.Н. Коткова, В.С. Широков. - Москва: ФОРУМ: ИНФРА-М, 2019. - 191 с. - ЭБС «Znanium.com» - Режим доступа: <https://new.znanium.com/catalog/document?id=340857>
3. **Дружинина, О.Э. Возведение зданий и сооружений с применением монолитного бетона и железобетона [Электронный ресурс]: учебное пособие / О.Э. Дружинина, Н.Е. Муштаева. - М.: КУРС: Инфра-М, 2013 - 128с. - ЭБС «Znanium.com» - Режим доступа: <http://znanium.com/catalog.php?bookinfo=371362>.
4. Кузнецов, В.С. Железобетонные и каменные конструкции многоэтажных зданий [Электронный ресурс]: учебное пособие / Кузнецов В.С., Шапошникова Ю.А. - М.: Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр Медиа, ЭБС АСВ, 2016. - 152 с. - ЭБС «IPRbooks» - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/46045.html>.
5. Кузнецов, В.С. Железобетонные и каменные конструкции [Электронный ресурс]: учебное издание / Кузнецов В.С. - М.: АСВ, 2015. - 368 с. - ЭБС «Консультант студента» - Режим доступа: <http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN9785432300836.html>.
6. Железобетонные и каменные конструкции сейсмостойких зданий и сооружений [Электронный ресурс]: учебное пособие / В.С. Плевков и др.; под ред. В.С. Плевкова. - М.: АСВ, 2012. - 290 с. - ЭБС «Консультант студента» - Режим доступа: <http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN9785930937206.html>.
7. Кузнецов, В.С. Железобетонные и каменные конструкции (Основы сопротивления железобетона. Практическое проектирование. Примеры расчета) [Электронный ресурс]: учебное пособие / В.С. Кузнецов. - М.: АСВ, 2014. - 304 с. - ЭБС «Консультант студента» - Режим доступа: <http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN9785930938982.html>
8. Строительство, реконструкция, капитальный ремонт объектов капитального строительства. Нормативные документы на строительные конструкции и изделия. Железобетонные и бетонные конструкции [Электронный ресурс]: сборник нормативных актов и документов / [сост. Ю.В. Хлистун]. - Саратов: Ай Пи Эр Медиа, 2015. - 522 с. - ЭБС «IPRbooks» - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/30247.html>
9. Строительство, реконструкция, капитальный ремонт объектов капитального строительства. Нормативные документы на строительные конструкции и изделия. Каменные и армокаменные конструкции [Электронный

ресурс]: сборник нормативных актов и документов / [сост. Ю.В. Хлистун]. - Саратов: Ай Пи Эр Медиа, 2015. - 240 с. - ЭБС «IPRbooks» - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/30246.html>

10. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85**.

11. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

12. СП 52-101-2003. Свод правил к СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.

13. СП 52-102-2004. Свод правил к СНиП 52-01-2003. Предварительно напряженные железобетонные конструкции.

14. СП 52-103-2007. Свод правил к СНиП 52-01-2003. Железобетонные монолитные конструкции зданий.

15. СП 52-104-2006. Свод правил к СНиП 52-01-2003. Сталефибробетонные конструкции

16. СП 52-105-2009. Свод правил к СНиП 52-01-2003. Железобетонные конструкции в холодном климате и на вечноммерзлых грунтах.

17. СП 52-117-2008 Часть I. Свод правил к СНиП 52-01-2003. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Часть I. Методы расчета и конструирование. (Применять совместно с СП 52-101-2003 и СП 52-102-2004).