

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Белгородский государственный технологический университет
им. В.Г. Шухова

**Расчет и конструирование несущих железобетонных
конструкций одноэтажного промышленного здания**

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции»
для студентов заочной формы обучения с применением дистанционных
технологий
направления бакалавриата 270800 – Строительство профиля подготовки
«Промышленное и гражданское строительство»

Белгород
2016

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Белгородский государственный технологический университет
им. В.Г. Шухова
Кафедра строительства и городского хозяйства

Утверждено
научно-методическим советом
университета

Расчет и конструирование несущих железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции»
для студентов заочной формы обучения с применением дистанционных
технологий
направления бакалавриата 270800 – Строительство профиля подготовки
«Промышленное и гражданское строительство»

Белгород
2016

УДК 624.012.45.04 (075)
ББК 38.53я7
P56

Составители: д-р. техн. наук, проф., Г.А Смоляго
канд. техн. наук, доц., В.И. Дронов

Рецензент канд. техн. наук, доц. Л.А. Панченко

P56 **Расчет** и конструирование несущих железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания: методические указания к выполнению курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов заочной формы обучения с применением дистанционных технологий направления бакалавриата 270800 – Строительство профиля подготовки «Промышленное и гражданское строительство» / сост.: Г.А Смоляго, В.И. Дронов – Белгород: Изд-во БГТУ, 2016. — 76 с.

В методических указаниях приведены цели, задачи и порядок работы студента при выполнении курсового проекта, рассмотрено содержание графической части и пояснительной записки, приведены примеры чертежей разрабатываемых железобетонных конструкций.

Методические указания предназначены для студентов заочной формы обучения с применением дистанционных технологий направления бакалавриата специальности 270800 — «Промышленное и гражданское строительство».

Данное издание публикуется в авторской редакции.

УДК 624.012.45.04 (075)
ББК 38.53я7

© Белгородский государственный
технологический университет
(БГТУ) им. В.Г. Шухова, 2016

Оглавление

Задание на курсовой проект	5
1. Основные положения	7
2. Содержание пояснительной записки	8
2.1. Компоновка конструктивной схемы	9
2.2. Расчет плиты покрытия по прочности на стадии эксплуатации	11
2.2.1. Конструктивное решение плиты	11
2.2.2. Определение нагрузок на плиту	12
2.2.3. Расчет плиты по прочности	12
2.2.3.1. Расчет полки	12
2.2.3.2. Расчет поперечного ребра	14
2.2.3.3. Расчет продольных ребер	15
2.2.4. Расчет плиты по второй группе предельных состояний	17
2.2.4.1. Геометрические характеристики поперечного сечения	17
2.2.4.2. Величина и потери предварительного напряжения арматуры	18
2.2.4.3. Расчет по образованию нормальных трещин	19
2.2.4.4. Определение прогибов	20
2.2.4.5. Расчет по раскрытию трещин	21
2.2.5. Расчет плиты на стадиях изготовления, складирования, транспортировки и монтажа	22
2.3. Расчет балки покрытия	24
2.4. Расчет фермы покрытия	27
2.5. Расчет колонны каркаса	29
2.5.1. Нагрузка на колонну	29
2.5.2. Определение усилий в колонне	31
2.5.3. Конструктивный расчет сплошной колонны	34
2.5.4. Конструктивный расчет двухветвевой колонны	35
2.6. Расчет фундамента под колонну	36
3. Особенности оформления графической части проекта	38
4. Примеры оформления графической части проекта	40
4.1. Маркировочная схема сборных железобетонных конструкций	41
4.2. Плита П1	42
4.3. Балка Б1	46
4.4. Конструктивные особенности решетчатой балки	49
4.5. Ферма покрытия Ф1	53
4.6. Конструктивные особенности фермы пролетом 30 м	56
4.7. Конструктивные особенности безраскосной фермы	57

4.8. Сплошная колонна крайнего ряда.....	59
4.9. Сплошная колонна среднего ряда.....	60
4.10. Двухветвевая колонна крайнего ряда.....	64
4.11. Двухветвевая колонна среднего ряда.....	66
4.12. Фундамент стаканного типа.....	68
4.13. Примечания.....	70
Приложения.....	71
Приложение 1. Нормативные, расчетные сопротивления и начальные модули упругости бетона.....	71
Приложение 2. Нормативные и расчетные сопротивления и модули упругости арматуры.....	72
Приложение 3. Вспомогательная таблица для расчета нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля.....	73
Приложение 4. Сортамент арматуры.....	74
Библиографический список.....	75

Задание на курсовой проект

Выполнить расчеты и разработать рабочие чертежи основных несущих железобетонных конструкций одноэтажного каркасного промышленного здания, оборудованного мостовыми кранами, в составе: ребристой плиты покрытия, балки и фермы покрытия, колонны среднего ряда, фундамента под колонну и одного из узлов сопряжения несущих конструкций (по выбору). Исходные данные принять по табл. 1 и 2 в зависимости от последней цифры шифра (номера зачетной книжки) и первой буквы фамилии.

Таблица 1

Последняя цифра шифра	H_1 , м	H_2 , м	Кол-во пролетов	Величина пролета, м	Основная несущая конструкция покрытия	Шаг колонн, м
0	6,95	9,6	3	18	балка	6
1	8,15	10,8	2	24	ферма	12
2	9,65	12,6	2	30	ферма	12
3	11,45	14,4	3	18	балка	6
4	6,95	9,6	3	24	ферма	6
5	8,15	10,8	2	30	ферма	12
6	9,65	12,6	2	18	балка	6
7	11,45	14,4	3	24	ферма	12
8	8,15	9,6	2	30	ферма	6
9	9,65	10,8	2	18	балка	12

Примечание. Буквами в табл. 1 обозначены:

H_1 – отметка головки кранового рельса;

H_2 – высота помещений до низа основной несущей конструкции.

Таблица 2

Первая буква фамилии	Длина здания, м	Грузопод. крана, т	Режим работы крана	Район строительства	Расчетное давление на грунт, кПа
А, Б, В	96	5	1К (легкий)	Вологда	160
Г, Д, Е	72	10	2К (легкий)	Кемерово	170
Ж, З, И	84	15	3К (легкий)	Москва	180
К	108	20	4К(средний)	Курск	190
Л, М	120	30	5К(средний)	Калуга	200
Н, О, П	72	5	6К(средний)	Белгород	210
Р, С, Т	84	10	7К(тяжелый)	Уральск	220
У, Ф, Х	96	15	8К(тяжелый)	Омск	230
Ц, Ч, Ш	108	20	3К (легкий)	Ростов	240
Щ,Э,Ю,Я	120	30	6К (средний)	Чита	250

Проектируемое здание – с полным железобетонным каркасом. Пространственная жесткость обеспечивается: в поперечном направлении – защемлением колонн в фундаментах, в продольном – системой связей. Сопряжение ригелей покрытия (балок, ферм) с колоннами – шарнирное. Все пролеты – одинаковы.

Плиты и балки (фермы) покрытия запроектировать предварительно напряженными. Плиту рассчитать по двум группам предельных состояний на стадиях эксплуатации, изготовления, транспортировки и монтажа, остальные конструкции – только по несущей способности на стадии эксплуатации.

Другие недостающие данные принять самостоятельно с использованием учебной, нормативной и справочной литературы.

1. Основные положения

Данные методические указания составлены в соответствии с требованиями Государственного образовательного стандарта и рабочей программы курса «Железобетонные и каменные конструкции» с учетом преподавания этой дисциплины в БГТУ им. В.Г. Шухова, других вузах России и ближнего зарубежья.

Цель выполнения курсового проекта – закрепить теоретический материал по этой дисциплине, получить навыки в расчетах, конструирования и оформлении рабочих чертежей железобетонных конструкций одноэтажных промышленных зданий, оборудованных мостовыми электрическими кранами. Ввиду учебной стадии проекта при его выполнении предусмотрены отдельные упрощения – так, например, все конструкции, кроме плиты покрытия, можно рассчитать только по несущей способности на стадии эксплуатации.

До начала выполнения курсового проекта студент должен изучить соответствующие разделы курса «Железобетонные и каменные конструкции».

Курсовой проект необходимо выполнить в строгом соответствии с индивидуальным заданием, которое выдает ведущий преподаватель, правильно и в полном объеме. Курсовой проект состоит из пояснительной записки и графической части (чертежей).

В пояснительной записке нужно привести задание и все необходимые расчеты с поясняющим текстом, схемами и рисунками. Она должна быть оформлена на стандартной писчей бумаге от руки чернилами или набрана с использованием персонального компьютера и распечатана на принтере.

На обложке пояснительной записки нужно указать: название вуза (БГТУ им. Шухова), кафедры, название курсового проекта, кто выполнил, принял (фамилия и инициалы), группу, год. Рамки и штампы на листах пояснительной записки необязательны.

Расчет каждой конструкции должен включать: исходные данные, конструктивное решение, статический расчет (определение расчетных пролетов, нагрузок и усилий) и конструктивный расчет (подбор рабочей арматуры). Временные нагрузки нужно определять: снеговые – по табл. 10.1 [12], ветровые – по табл. 11.1 [12], крановые – в соответствии с требованиями государственных стандартов на краны. При выполнении курсового проекта нагрузки от кранов можно определить по табл. 22.7-22.10 [8].

Графическую часть нужно выполнять карандашом, тушью или с использованием персонального компьютера на двух листах ватмана формата 841x594 мм или других стандартных размеров. Обязательны рамки и штампы на каждом листе. Графическая часть должна содержать: схе-

матические план, продольный и поперечный разрезы здания в масштабе 1:200 или 1:400 с маркировкой элементов и схемами связей и рабочие чертежи всех запроектированных конструкций, которые должны включать:

- 1) виды (опалубочные чертежи) с расчетными схемами и обозначениями мест опирания при складировании и строповки;
- 2) схемы армирования, сечения, узлы и детали;
- 3) конструкции арматурных каркасов, сеток и закладных деталей;
- 4) спецификацию арматуры;
- 5) выборку арматурной стали;
- 6) показатели на один элемент;
- 7) примечания.

Элементы 4, 5 и 6 рабочих чертежей можно выполнить только для одной конструкции: плиты покрытия, балки, фермы или колонны. Для конструкции с простым армированием (например, фундаментов) элементы 1, 2 и 3 можно совмещать.

Рабочие чертежи конструкций нужно оформить в соответствии с требованиями ГОСТ Р21.1501-92 и ГОСТ Р21.1101-92. Следует иметь в виду, что в учебной литературе обычно приведены не рабочие чертежи, а рисунки, поясняющие текст.

К защите принимаются курсовые проекты, выполненные только по своему варианту, в полном объеме и без ошибок. Защита курсового проекта проводится в форме собеседования. По результатам защиты с учетом знаний студента и качества проекта предусмотрен дифференциальный зачет, без которого студенты к экзамену не допускаются.

2. Содержание пояснительной записки

Основными этапами курсового проектирования, отражаемыми в пояснительной записке, являются:

- компоновка конструктивной схемы здания, разработка системы связей;
- расчет плиты покрытия;
- расчет балки или фермы покрытия;
- статический расчет поперечной рамы здания;
- расчет колонны крайнего или среднего ряда;
- расчет фундамента под колонну.

В дополнение к заданию на курсовой проект необходимо иметь в виду, что проектируемое здание – с полным железобетонным каркасом. Пространственная жесткость обеспечивается: в поперечном направлении – защемлением колонн в фундаментах, в продольном – системой связей. Соединение ригелей покрытия (балок, ферм) с колоннами –

шарнирное. Все пролеты – одинаковы. Режим работы крана – по классификации в имеющейся в библиотеке литературе.

Плиты и балки (фермы) покрытия следует проектировать предварительно напряженными. Плиту нужно рассчитать по двум группам предельных состояний на стадиях эксплуатации, изготовления, транспортировки и монтажа, остальные конструкции — только по несущей способности на стадии эксплуатации.

Остальные недостающие исходные данные студенту следует принять самостоятельно с использованием учебной, нормативной и справочной литературы.

2.1. Компоновка конструктивной схемы

При компоновке конструктивной схемы здания необходимо назначить тип кровли (рулонная малоуклонная) и ее состав (рулонный ковер, стяжка, утеплитель); толщина стяжки принимается, равной 2-3 см, толщина и объемный вес утеплителя определяются теплотехническим расчетом. Так как выполнение такого расчета не входит в задачи данного курсового проекта, указанные параметры утеплителя можно назначить ориентировочно.

Далее нужно назначить вид основной несущей конструкции покрытия (при пролетах 18 м – балка, 24 и 30 м – ферма), принять шаг ферм или балок (6 м – при шаге колонн 6 м и 6 или 12 м – при шаге колонн 12 м), а также тип колонн (при кранах грузоподъемностью 30 т и выше или высоте помещения более 12,0 м применяют двухветвевые сквозные колонны, в остальных случаях – сплошные). Отметку верха подкрановых консолей колонн можно определить по табл. 1.

Таблица 1

Отметки верха подкрановых консолей колонн

Высота помещения (из задания), м		8,4	9,6	10,8	12,6	14,4
Отметка верха подкрановой консоли (м) при шаге колонн	6 м	5,2	5,8	7,0	8,5	10,3'
	12 м	4,8	5,4	6,6	8,1	9,9

Размеры поперечных сечений сквозных колонн можно определить по табл. 2.

Ширина поперечного сечения подкрановой части сплошной колонны принимается такой же, как и надкрановой, а высота – кратно 10 см в пределах $1/10 \div 1/14$ длины подкрановой части.

Шаг распорок сквозной колонны принимается в пределах $(8 \div 10)h_1$, а высота поперечного сечения распорки – $(1,5 \div 2,0)h_1$.

Отметки верха подкрановых консолей колонн

Часть колонны	Надкрановая				Подкрановая сквозной колонны					
	6		12		6			12		
Вид размера	b	h	b	h	b	h	h ₁	b	h	h ₁
Размеры крайних колонн, см	50	40	60	60	50	100	25	60	130	30
Размеры средних колонн, см	50	50	60	60	50	140	25	60	160	30

Примечание:

b — ширина поперечного сечения колонны, h — высота поперечного сечения колонны, h_1 — высота поперечного сечения ветви.

С учетом максимально допускаемой длины температурного блока, равной 72 м, необходимо назначить место температурного шва, затем разработать схему связей: вертикальных по колоннам и фермам, горизонтальных по нижним поясам ферм и распорок.

Вертикальные связи по колоннам создают жесткие диски в продольном направлении здания для восприятия горизонтальных крановых нагрузок и ветровых с торца здания; их устанавливают посередине температурного блока и при отсутствии подвесных кранов — только ниже подкрановых балок. Вертикальные связи по колоннам могут быть крестовыми (при шаге 6 м) и порталными — при шаге 12 м.

Вертикальные связи по фермам устанавливаются для их устойчивости по краям температурных блоков и осей колонн только при высоте опорных частей ферм более 80 см; такую высоту опорной части имеют только фермы пролетом 30 м; эти связи — крестовые.

Горизонтальные связи по нижним поясам ферм служат для восприятия ветровой нагрузки от фахверковых колонн и передачи через распорки на вертикальные связи по колоннам. Горизонтальные связи — крестовые; распорки выполняют в виде отдельных стальных стержней по верху колонн.

В других видах связей (фонарей, по верхним поясам ферм) из-за отсутствия в здании фонарей нет необходимости.

По результатам компоновки в пояснительной записке необходимо привести схематические план, продольный и поперечный разрезы здания с основными размерами и связями. Пример приведен в разд. 4.1.

2.2. Расчет плиты покрытия по прочности на стадии эксплуатации

2.2.1. Конструктивное решение плиты

Номинальные размеры плиты: длина равна шагу ферм, ширину b назначают, равной 1,5 или 3,0 м. Для исключения внеузловой нагрузки на верхние пояса ферм ширину плит рекомендуется принять, равной 3 м. Назначают вид бетона (тяжелый), класс (В20 – В30), коэффициент условия работы бетона $\gamma_{bt}=0,9$, класс напрягаемой арматуры (А600 – А1000), продольной рабочей ненапрягаемой (А400 – А500), хомутов и сеток (В500).

Высота плиты (ее продольных ребер) $h=(1/20 - 1/30)l$, где l – номинальная длина плиты; обычно назначают $h=30$ см при $l=6$ м и $h=45$ см при $l=12$ м.

Толщину полки плиты h'_f назначают, равной 2,5 или 3,0 см.

Для плиты шириной $b=3,0$ м ширина продольного ребра $b_f=9$ см при длине плиты $l=6,0$ м и $b_f=12$ см – при длине плиты $l=12,0$ м; для плиты шириной $b=1,5$ м ширина продольного ребра $b_f=6$ см при длине $l=6,0$ м и $b_f=9$ см – при длине плиты $l=12,0$ м.

Поперечные ребра располагают с шагом $s_0=1,0$ м или $s_0=1,5$ м; для обеспечения необходимой жесткости плиты в поперечном направлении при транспортировке, складировании и монтаже два крайних ребра и одно среднее выполняют большей высоты, чем промежуточные.

Высота поперечных промежуточных ребер $h_2=b/20$, среднего и крайних – $h_1=(1/10 \div 1/15)b$. Обычно принимают h_1 и h_2 кратными 5 см. Ширина поперечных ребер $b_2=6$ см при $b=3$ м и $b_2=4$ см при $b=1,5$ м. Принятое сечение плиты приведено на рис. 1.

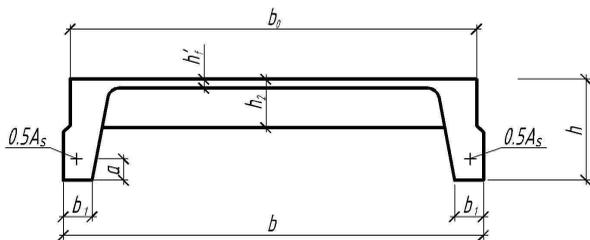


Рис. 1. Параметры поперечного сечения плиты

2.2.2. Определение нагрузок на плиту

Нужно определить как расчетные нагрузки для расчетов по прочности, так и нормативные для расчетов плиты по второй группе предельных состояний.

В состав нагрузок на полку плиты входят постоянные:

- от веса рулонного ковра; так как вид гидроизоляционного ковра не задан, нормативную нагрузку от его веса можно принять равной $0,1 \text{ кН/м}^2$;

- от веса стяжки; толщину асфальтовой или бетонной стяжки назначают равной 3 см с объемным весом 18 кН/м^3 ; нормативная нагрузка от стяжки – $0,03 \cdot 18 = 0,54 \text{ кПа}$;

- от веса утеплителя толщиной δ_y с объемным весом γ_y – $\delta_y \cdot \gamma_y$;

- от веса полки плиты: при ее толщине 3 см и объемном весе железобетона 25 кН/м^3 нормативная нагрузка составит $0,03 \cdot 25 = 0,75 \text{ кПа}$.

Временную (снеговую) нормативную нагрузку нужно определить по формуле 10.1 [12] в зависимости от района строительства, который указан в задании на курсовой проект. Расчетное значение снеговой нагрузки получают умножением нормативной на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$, а также на коэффициенты c_t и c_i и μ [12].

Все нагрузки нужно умножать на коэффициент надежности по ответственности, который для промышленного здания нормального уровня ответственности, разрабатываемого в курсовом проекте нужно принять равным 1,0 [13].

Пример определения нагрузок на полку плиты приведен в табл. 3

Таблица 3

Нагрузки на полку плиты покрытия

Вид нагрузки	Нормативная, кПа	γ_f	Расчетная, кПа
1. Постоянные:			
- вес рулонного ковра – $0,1 \cdot 1$	0,1	1,3	0,13
- вес стяжки – $0,03 \cdot 18 \cdot 1$	0,54	1,3	0,7
- вес утеплителя – $0,15 \cdot 1,2 \cdot 1$	0,18	1,2	0,22
все полки плиты – $0,03 \cdot 25 \cdot 1$	0,75	1,1	0,83
Итого	$g^n = 1,57$		$g = 1,88$
2. Временная	$p^n = 1,29$	1,4	$p = 1,8$
Полная	$q^n = 2,86$		$q = 3,68$

2.2.3. Расчет плиты по прочности

Ребристая плита покрытия является комплексной конструкцией, состоящей из нескольких элементов: полки, поперечных и продольных

ребер, которые работают совместно, но для упрощения их расчеты можно выполнять раздельно.

2.2.3.1. Расчет полки

Полку рассчитывают как плиту, защемленную по контуру. Предварительно нужно установить к какому виду она относится: если отношение величины большего пролета к меньшему меньше 2,0 (в курсовом проекте можно взять соотношение $b/s_0 \leq 2.0$) полку нужно рассчитать как кон-турную плиту на изгиб в двух направлениях с использованием табл. XI. 2 [3].

Обычно в полках ребристых плит соотношение $b/s_0 > 2$, их рассчитывают как балочные на изгиб в коротком (продольном) направлении. Для удобства расчет выполняют для участка полки шириной 1,0 м. Расчетный пролет полки l_0 равен расстоянию в свету между поперечными ребрами, т.е.

$$l_0 = s_0 - b_2.$$

Максимальный расчетный изгибающий момент в полке от полной равномерно распределенной нагрузки

$$M = \frac{ql_0^2}{11}.$$

То же, от постоянной нагрузки g и веса рабочего с инструментом $P_I = 1.2$ кН

$$M = \frac{Pl_0}{6} + \frac{gl_0^2}{11}$$

Конструктивный расчет полки выполняют на действие большего из двух значений изгибающего момента M_{max} .

Определяют рабочую высоту полки $h_0 = 0.5h'_f$, по прил. 1 в зависимости от принятого класса бетона по прочности на осевое сжатие его расчетное сопротивление R_b , а по прил. 2 – расчетное сопротивление растяжению проволочной арматуры (для проволоки класса В500 $R_s = 415$ МПа).

Величина $A_0 = \frac{M_{max}}{R_b b h_0^2}$; здесь $b = 1$ м; по прил. 3 в зависимости от A_0

определяют ξ и η ; $\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{0.0035E_s}}$; здесь $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа; проверяют

соблюдение условия $\xi \leq \xi_R$. Требуемая площадь арматуры для участка полки шириной 1,0 м

$$A_s = \frac{M_{\max}}{R_s \eta h_0}$$

Назначают шаг рабочей арматуры сетки (обычно 5÷20см) и определяют их количество n на участке полки шириной 1,0 м. При известных n и A_s по сортаменту прил. 4 определяют диаметр проволоки; диаметр, класс и шаг записывают в числитель марки сетки. В знаменателе записывают те же параметры для распределительной арматуры – будет достаточным принять Ø3 В500, шаг 200. С учетом конструктивных размеров верха плиты и защитного слоя по торцам сетки ее размер по длине на 6 см меньше номинальной длины плиты, а по ширине – на 7 см меньше ее номинальной ширины. Сетку с принятыми параметрами нужно замаркировать, например,

$$C_1 \frac{4B500-100}{3B500-200} 2930 \times 11940 \frac{c_1 - c_2}{k}$$

Расчет прочности наклонных сечений (расчет на продавливание) при равномерно распределенной нагрузке для полок не выполняют ввиду заведомо достаточного их сопротивления действию поперечных сил.

2.2.3.2. Расчет поперечного ребра

Расчет выполняют для промежуточных ребер, среднее и крайние армируют аналогично. Из-за низкого сопротивления кручению продольных ребер опирание на них поперечных считают шарнирным. Расчетный пролет поперечного ребра принимают, равным расстоянию между осями продольных ребер $l_2 = b - b_1$.

Полная расчетная нагрузка на 1 погонный метр поперечного ребра с учетом его собственного веса

$$q_2 = q s_0 + b_2 (h_2 - h'_f) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,$$

здесь 25 – объемный вес железобетона в кН/м³, 1,1 и 1 коэффициенты надежности по нагрузке и ответственности.

Максимальные усилия в поперечном ребре

$$M = \frac{q_2 l_2^2}{8}, \quad Q = 0,5 q_2 l_2.$$

Сечение поперечного ребра рассчитывают как тавровое. Ширина полки, вводимая в расчет: $b'_f = s_0$; $b'_f = b_2 + 2l_2 / 6$; из двух значений понимают меньшее b'_f .

Рабочая высота сечения ребра $h_0 = h_2 - a$, здесь $a = 3$ см.

Проверяют положение нейтральной оси; если

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f),$$

нейтральная ось – в полке, сечение рассчитывают как прямоугольное шириной b'_f . Для ребристых плит это условие, а также условие $\xi \leq \xi_R$, как правило, соблюдается.

$$A_0 = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2}; \text{ по прил. 3 в зависимости от } A_0 \text{ определяется } \eta.$$

Требуемая площадь продольного арматурного стержня в поперечном ребре:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0}, \text{ здесь } R_s = 355 \text{ МПа для арматуры класса А400.}$$

По сортаменту прил. 4 принимается 1 стержень нужного диаметра.

Расчет прочности наклонных сечений на действие поперечной силы начинают с проверки условия: если $Q \leq 0,3R_b b_2 h_0$, размеры поперечных ребер достаточны; когда оно не удовлетворяется, нужно увеличить один из размеров ребра – b_2 или h_2 .

По прил. 1 определяется расчетное сопротивление бетона растяжению R_{bt} ; назначают класс поперечной арматуры (В500), диаметр (0,3 диаметра продольной арматуры в сварных каркасах) и по прил. 2 определяют R_{sw} (для В500 $R_{sw} = 300$ МПа), по прил. 4 – площадь стержней в одном сечении – для поперечного ребра – площадь одного поперечного сечения стержня принятого диаметра A_w .

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны:

$$Q_b = 0,5R_b b_2 h_0.$$

Если $Q_b \geq Q$, хомуты по расчету не требуются и устанавливаются конструктивно; при $Q_b < Q$ определяют погонную нагрузку на хомуты $q_w = (Q - Q_b)/h_0$ Шаг хомутов по расчету

$$s_w = \frac{R_{sw} A_w}{q_w}$$

Шаг хомутов из условия, чтобы трещина не прошла между хомутами

$$s_{w,max} = \frac{R_{bt} b_2 h_0^2}{Q}$$

Шаг хомутов по конструктивным требованиям $s_w \leq 0,5h_0$ и $s_w \leq 30$ см. Из четырех значений s_w принимают меньшее.

2.2.3.3. Расчет продольных ребер

Из условий опирания плиты ее расчетный пролет l_0 приближенно можно принять на 10 см меньше шага ферм или балок.

Расчетная нагрузка на плиту с учетом собственного веса продольных и поперечных ребер в кН/м:

$$q_1 = qb + \left[2b_1(h_1 - h'_f) + \frac{b_2(h_1 - h'_f)(b - 2b_1)}{s_0} \right] \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 1.$$

Максимальные усилия в продольных ребрах плиты

$$M = \frac{q_1 l_0^2}{8}; Q_1 = 0.5q_1 l_0.$$

Сечение плиты нужно привести к тавровому.

Ширина верхней полки $b_0 = b - 5$ см, ее толщина – h'_f , полная высота – h , суммарная ширина двух ребер $b = 2b_1$.

Ширина верхней полки, вводимая в расчет:

$$b'_f = b_0, b'_f = 2b_1 + 2l_2 / 6; \text{принимается меньше } b'_f.$$

Рабочая высота сечения $h_{01} = h - a$, здесь $a = 0.5b_1$.

Если $M \leq R_b b'_f h'_f (h_{01} - 0.5h'_f)$ – нейтральная ось проходит в полке, сечение рассчитывают как прямоугольное шириной b'_f . Это, а также условие $\xi \leq \xi_R$ для ребристых плит покрытий обычно выполняется.

$$A_0 = \frac{M}{R_b b'_f h_{01}^2}; \text{ по прил. 3 в зависимости от } A_0 \text{ определяется } \eta.$$

Требуемая площадь продольной рабочей арматуры в двух ребрах $A_s = \frac{M}{R_s \eta h_{01}}$, здесь $R_s = 695$ МПа для арматуры класса А800. По сорту прил. 4 принимают 2 стержня нужного диаметра.

Расчет прочности наклонных сечений продольных ребер на действие поперечной силы производится по тем же формулам, что и поперечных ребер (п. 2.2.3.2) с заменой буквенных обозначений: b_2 – на $2b_1$, h_0 – на h_{01} , Q – на Q_1 , число каркасов – 2. В средних четвертях ребер шаг хомутов назначают в 2 раза больше, но не более $0.75h$.

Результаты расчетов нужно оформить в виде схем армирования плиты, пример которого с конструктивными размерами приведен на рис. 2.

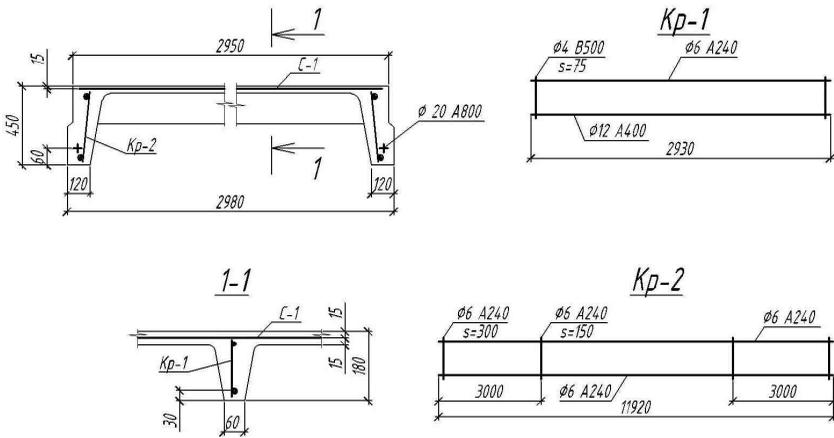


Рис. 2. Схемы армирования плиты покрытия

2.2.4. Расчет плиты по второй группе предельных состояний

2.2.4.1. Геометрические характеристики поперечного сечения

Жесткость и трещиностойкость полки и поперечных ребер плиты покрытия заведомо обеспечены, поэтому расчеты по второй группе предельных состояний будет достаточным выполнить только для продольных ребер.

По прил. 1 в зависимости от назначенного класса бетона плиты нужно определить его начальный модуль упругости E_b ; модуль упругости арматуры $E_s=200 \cdot 10^6$ кПа.

Коэффициент приведения $\alpha = E_s/E_b$.

Площадь приведенного таврового сечения плиты в соответствии с рис. 1

$$A_{red} = b_0 h'_f + 2b_1(h - h'_f) + \alpha A_s \cdot$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани ребра

$$S_{red} = b_0 h'_f (h - 0.5h'_f) + 2b_1(h - h'_f) \cdot 0.5(h - h'_f) + \alpha A_s a \cdot$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани ребра $y = S_{red}/A_{red}$.

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести

$$I_{red} = \frac{b_0 (h'_f)^3}{12} + b_0 h'_f \left(h - y - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{2b_1 (h - h'_f)^3}{12} +$$

$$+2b_1 (h - h'_f) \left(y - \frac{h - h'_f}{2} \right)^2 + \alpha A_s (y - a)^2.$$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно центра тяжести $W_{red} = I_{red}' / y$.

2.2.4.2. Величина и потери предварительного напряжения арматуры

Для принятой для армирования продольных ребер стержневой арматуры предварительные напряжения σ_{sp} принимают не более $0,9R_{s,n}$; здесь $R_{s,n}$ – нормативное сопротивление арматуры растяжению, которое можно определить по прил. 2; для арматуры класса А800 $R_{s,n} = 800$ МПа.

При проектировании реальных конструкций величину преднапряжения подбирают такой, чтобы при ее минимальном значении обеспечить требуемую жесткость и трещиностойкость конструкции. В курсовом проекте можно назначить $\sigma_{sp} = 0,7R_{s,n}$.

В расчетах преднапряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений до передачи усилий на бетон (первые потери) и после передачи на бетон усилий натяжения (вторые потери).

Первые потери преднапряжения:

- от релаксации напряжений арматуры; при электротермическом методе натяжения, который чаще всего применяется для стержневой арматуры $\Delta\sigma_{sp,1} = 0,03\sigma_{sp}$;

- потери $\Delta\sigma_{sp,2}$ (МПа) от температурного перепада Δt (°C) между напрягаемой арматурой и устройствами, воспринимающим усилия натяжения $\Delta\sigma_{sp,2} = 1,25\Delta t$; при отсутствии точных данных по температурному перепаду допускается принимать $\Delta t = 65^\circ\text{C}$;

- потери $\Delta\sigma_{sp,3}$ от деформации стальной формы (упоров); при отсутствии данных о конструкции формы и технологии изготовления допускается принимать $\Delta\sigma_{sp,3} = 30$ МПа;

- потери $\Delta\sigma_{sp,4}$ от деформации анкеров натяжных устройств

$$\Delta\sigma_{sp,4} = \Delta l \cdot E_s / l.$$

Здесь Δl – величина деформации анкеров; при отсутствии данных допускается принимать $\Delta l = 2$ мм; l – расстояние между упорами; в курсовом проекте величину l можно принять, равной длине плиты.

Вторые потери преднапряжения:

- от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp,5} = \varepsilon_{b,sh} E_s$; для бетона В35 и ниже деформации усадки бетона $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$;

- от ползучести бетона

$$\Delta\sigma_{sp,6} = \frac{0.8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left[1 + \frac{e_{0p}^2 A_{red}}{I_{red}} \right] (1 + 0.8\varphi_{b,cr})},$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести, определяется по табл. 5 [11]; для бетона класса В25 $\varphi_{b,cr}=2,5$, класса В30-2,3; величина первых потерь $\Delta\sigma_{sp(1)}=\Delta\sigma_{sp,1}+\Delta\sigma_{sp,2}+\Delta\sigma_{sp,3}+\Delta\sigma_{sp,4}$;

усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_{(1)}=A_s \cdot (\sigma_{sp}-\Delta\sigma_{sp(1)});$$

эксцентриситет усилия предварительного обжатия $e_{0p}=y-a$; напряжения в бетоне

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{0p}y}{I_{red}};$$

коэффициент армирования $\mu_{sp}=A_s/A_{red}$.

Полные потери предварительного напряжения арматуры

$$\Delta\sigma_{sp(2)}=\Delta\sigma_{sp(1)}+\Delta\sigma_{sp,5}+\Delta\sigma_{sp,6}.$$

принимают не менее 100 МПа.

2.2.4.3. Расчет по образованию нормальных трещин

К плите покрытия не предъявляются требования по непроницаемости, поэтому в ее элементах допускается образование и ограниченное по ширине раскрытие трещин. Расчеты по второй группе предельных состояний должны вестись на действие нормативных нагрузок с учетом усилий предварительного обжатия, в расчет вводятся расчетные сопротивления материалов для второй группы предельных состояний.

Нормативная длительная (постоянная) нагрузка на продольные ребра плиты

$$g_1^n = g^n b + \left[2b_1(h-h'_1) + \frac{b_2(h_2-h'_f)(b-2b_1)}{s_0} \right] \cdot 25 \cdot 1 \quad - \text{здесь обозначения из рис. 1 и табл. 1.}$$

Нормативная временная нагрузка (условно вся снеговая нагрузка считается временной) $p_1^n = p^n b$.

Нормативные усилия:

от длительной нагрузки $M_l^n = \frac{g_1^n l_0^2}{8}$; от кратковременной

$M_{sh}^n = \frac{p_1^n l_0^2}{8}$; от полной $M^n = M_l^n + M_{sh}^n$, здесь l_0 – расчетный пролет продольных ребер.

Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь $P = (\gamma_{sp} \sigma_{sp} - \Delta \sigma_{sp(2)}) A_s$, здесь $\gamma_{sp} = 0,9$ – коэффициент точности натяжения арматуры.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки $r = W_{pl}/A_{red}$; то же от места приложения усилия $P - e_x = e_{op} + r$, $W_{pl} = 1,3 W_{red}$

Момент образования трещин $M_{crc} = R_{br,ser} W_{pl} + P e_x$.

Если $M^n \leq M_{crc}$, трещины не образуются, при невыполнении этого условия нормальные трещины образуются.

2.2.4.4. Определение прогибов

К плитам покрытий одноэтажных промзданий предъявляются эстетико-психологические требования по ограничению прогибов, их в соответствии с требованиями [12] нужно определять от действия постоянный и временных длительных нагрузок, к числу которых относится и усилие предварительного обжатия.

При отсутствии трещин и продолжительном действии нагрузки кривизну оси $\frac{1}{r}$ и прогиб плиты f можно определить по формулам

$$\frac{1}{r} = \frac{M_l^n - P e_{op}}{E_b I_{red}} (1 + \phi_{b,cr}); \quad f = \frac{1}{r} \cdot \frac{5}{48} l_0^2.$$

Здесь буквенные обозначения – те же, что и в предыдущих разделах.

При наличии трещин кривизну оси и прогиб с некоторым упрощением и небольшой погрешностью можно определить по формулам

$$\frac{1}{r} = \frac{M_l^n - P e_{op}}{0.32 E_s A_s I_0^2}; \quad f = \frac{1}{r} \cdot \frac{5}{48} l_0^2$$

Полученное значение прогиба плиты нужно сопоставить с допускаемым по действующим нормам f_u [12], которое для плит покрытий пролетом 6 м составляет 1/200 его величины (3см) и при пролете 12 м – 1/250 (4,8см).

При проектировании реальных конструкций при существенном отклонении f от f_u назначают другое значение величины преднапряжения арматуры σ_{sp} и делают пересчет величины прогиба. В курсовом проекте будет достаточным сделать один из выводов:

при $f > f_u$ – нужно увеличить значение σ_{sp} ,

при $f < f_u$ – нужно уменьшить значение σ_{sp} .

2.3.4.5. Расчет по раскрытию трещин

Действующими нормами [11] предельно допускаемая ширина раскрытия трещин установлена в зависимости от длительности действия нагрузки. Поэтому расчеты выполняют по продолжительному и непродолжительному раскрытию трещин.

Ширина продолжительного раскрытия трещин определяется от действия постоянных и временных длительных нагрузок

$$a_{crc,1} = \varphi_1 \varphi_2 \frac{\sigma_s}{E_s} l_s \leq a_{crc,ult},$$

где φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки; здесь $\varphi_1=1,4$;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, для арматуры периодического профиля $\varphi_2=0,5$;

σ_s – значение напряжений в растянутой арматуре $\sigma_s = \frac{M_l^n - Pz}{A_s z}$, где

z – плечо внутренней пары сил, для элементов таврового профиля можно принять $z=0,7h_0$;

l_s – базовое расстояние между трещинами $l_s = 0,5 \frac{b_0 h'_f}{A_s} d_s$, где

d_s и A_s – номинальный диаметр и площадь арматуры продольных ребер.

$a_{arc,ult}=0,2$ мм при продолжительном раскрытии трещин в конструкциях, армированных стержнями класса А800.

Ширина непродолжительного раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3} \leq a_{crc,ult},$$

где $a_{crc,1}$ – то же, что и в предыдущем расчете;

$a_{crc,2}$ – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия всех нагрузок; определяется по тем же формулам, что и $a_{crc,1}$ с заменой M_l^n на M при значении $\varphi_1=1,0$;

$a_{crc,3}$ – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок; определяется по тем же формулам, что и $a_{crc,1}$ при $\varphi_1=1,0$.

По результатам сопоставления значений расчетной ширины раскрытия трещин с допускаемыми нормами нужно сделать один из выводов:

при $a_{crc} > a_{crc,ult}$ – необходимо увеличить значение σ_{sp} ;

при $a_{crc} < a_{crc,ult}$ – уменьшить значение σ_{sp} .

Из условия сохранности арматуры класса А800 $a_{crc,ult}=0.3$ мм при непродолжительном раскрытии трещин

2.2.5. Расчет плиты на стадии изготовления, складирования, транспортировки и монтажа

На этих стадиях на плиту не действуют эксплуатационные нагрузки, что является положительным условием, но по сравнению со стадией эксплуатации может быть изменена расчетная схема, вследствие чего в плите будет другое напряженно-деформированное состояние. В частности опоры плиты (прокладки) на стадии складирования и транспортировки, а также монтажные (стропильные) петли, которые при подъеме также служат опорами, располагают не по концам плит, а на некотором расстоянии от них.

На стадиях изготовления, складирования, транспортировки и монтажа на плиту действуют нагрузки от её собственного веса g и усилия предварительного обжатия P_{0l} , коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_l=1.0$, вместо него к нагрузке от веса вводится коэффициент динамичности, равный 1,6 – при транспортировке и 1,4 – при монтаже. Усилие предварительного напряжения нужно принять с учетом первых потерь $\Delta\sigma_{sp(1)}$ и снижения напряжений в арматуре за счет обжатия бетона $\Delta\sigma_b=330$ МПа, а также коэффициента точности напряжения арматуры $\gamma_{sp}=1,1$. В конструктивные расчеты нужно ввести расчеты сопротивления бетона на основе его отпускной прочности $R_{b0}=0,7R_b$, $R_{bt0,scr}=0,7R_{bt,scr}$.

Расчетная схема плиты и эпюра изгибающих моментов представлена на рис. 3. Места опирания при складировании определяют расчетом с тем, чтобы не потребовалось дополнительного армирования. В курсовом проекте расстояние от торца плиты до прокладок или монтажных петель l_l можно назначить в пределах 0,5- 1,0 м.

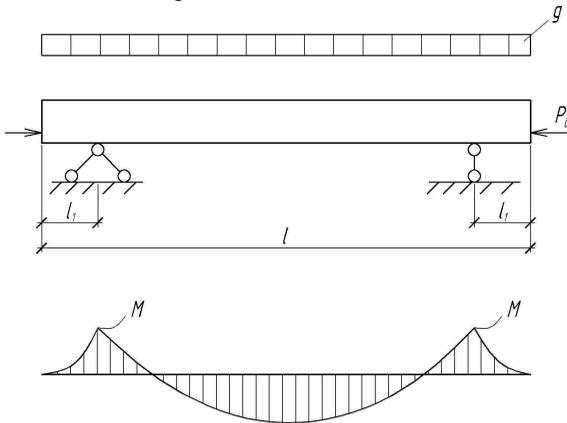


Рис. 3. Расчетная схема и эпюра M в плите

На стадиях изготовления, складирования, транспортировки и монтажа расчетные схемы плиты примерно одинаковы, поэтому достаточно её рассчитать только на стадии транспортировки, при большем коэффициенте динамичности.

Опасным будет сечение над опорой (прокладкой) плиты, где возникает отрицательный изгибающий момент: в растянутой зоне (полке плиты) могут образоваться трещины, а при небольшой ширине сжатых продольных ребер нельзя исключать их разрушение.

Расчетная нагрузка на плиту от её собственного веса (обозначенная по рис. 1)

$$q = \left[b_0 h'_f + 2b_1(h - h'_f) + b_2(h_2 - h'_f) \frac{(b - 2b_1)}{s_0} \right] \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1,6.$$

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь и снижения напряжений при обжатии бетона

$$P_{0I} = [\gamma_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) - 330] A_s \cdot 1.$$

Суммарный отрицательный изгибающий момент в плите

$$M = \frac{ql_0^2}{2} + P_{0I} e_0.$$

Плита работает как внецентренно сжатый элемент, поэтому эксцентриситет усилия предварительного обжатия e_0 нужно определять с учетом случайного, который принять равным большему из трех значений: $e_a = l/600$; $e_a = h/30$; $e_a = 1$ см;

$$e_0 = y - a + e_a.$$

Проверка прочности производится для двух частей сечения плиты.

1. Определяют сжимающие напряжения в бетоне сжатых продольных ребер

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{0I}}{A_{red}} + (P_{0I} e_{0p} - M) \frac{e_{0p}}{I_{red}} \leq R_{bo}.$$

Если $\Delta\sigma_{bp} > R_{bo}$ – необходимо увеличить ширину продольных ребер или класс бетона по прочности на осевое сжатие.

2. Определяют достаточность армирования верхней (здесь – растянутой) сеткой. Высота сжатой зоны бетона

$$x = \frac{R_s A_s + P_{0I}}{R_{bo} \cdot 2b_1}, \quad \xi = \frac{x}{h_0}, \quad h_0 = h - 1,5 \text{ см}; \quad \xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{0,0035 E_s}}$$

$$R_s = 415 \text{ МПа для арматуры класса В500}; \quad E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа.}$$

$$\text{При } \xi \leq \xi_R \quad A_{s,mp} = \frac{\xi R_{bo} \cdot 2b_1 h_0 - P_{0I}}{R_s};$$

$$\text{при } \xi > \xi_R \quad A_{s,mp} = \frac{\xi_R R_{bo} \cdot 2b_1 h_0 - P_{01}}{R_s}.$$

Если ранее принятая площадь продольной арматуры сетки A_s из расчета полки плиты с учетом её действительной ширины, а не 1 м, больше $A_{s,mp}$ – прочность достаточна, в противном случае нужно увеличить армирование.

Проверка трещиностойкости. Момент внешних сил относительно ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой (верхней) грани плиты

$$M_{rp} = \frac{ql_1^2}{2} + P_{01}(e_{0p} - r), \quad r = \frac{W}{A_{red}}, \quad y_1 = h - y; \quad W_1 = \frac{I_{red}}{y_1},$$

A_{red}, I_{red}, y – из расчета плиты по второй группе предельных состояний.

Момент образования трещин $M_{crc} = R_{sto,ser} W_1$.

Трещины в плите в стадии изготовления, складирования, транспортировки и монтажа не допускаются, т.е. должно выполняться условие $M \leq M_{crc}$, в противном случае нужно увеличить продольное армирование в полке литы.

Другие конструкции здания: балки, фермы, колонны и фундаменты в курсовом проекте будет достаточным рассчитать только по прочности.

2.3. Расчет балки покрытия

Из числа указанных в задании к курсовому проекту балки покрытия перекрывают пролеты 18,0 м; они могут быть двускатными, односкатными, решетчатыми, с параллельными поясами, сплошной стенкой, с отверстиями и др. Здесь рассматриваются особенности расчета двускатной стропильной балки двутаврового сечения, со сплошной стенкой и предварительно напряженной арматурой в нижней полке. Схема балки и её геометрические параметры приведены на рис. 4.

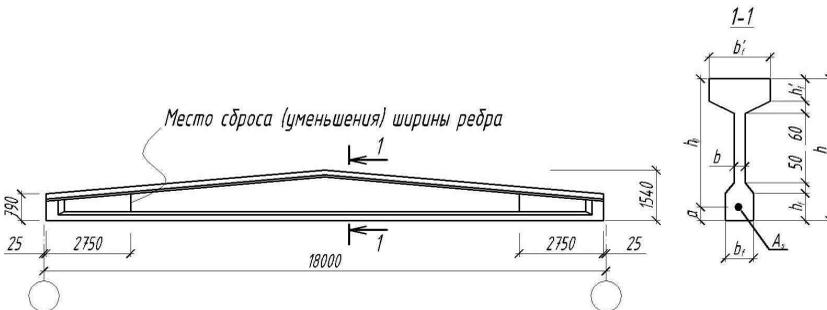


Рис. 4. Схема балки покрытия и её поперечное сечение

Параметры поперечного сечения балки: $b=60\div 100$ мм; $b'_f = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{60} \right) l$, $h'_f = 250\div 300$ мм; $b_f = 150\div 250$ мм; $h_f = 200\div 300$ мм; $a = 0,5h_f$; $a' = 0,5h'_f$. Большие размеры принимают при шаге 12 м, меньше – при шаге 6 м.

$$\text{Расчетная нагрузка на балку } q = \frac{q_l l}{b} + \frac{p_6}{l} \cdot 1.1 \cdot 1,$$

где – q_l – расчетная нагрузка на продольные ребра плиты покрытия из их расчета по прочности (п. 2.2.3.3);

b – номинальная ширина плиты;

p_6 – вес балки покрытия (9÷12 т);

l – пролет балки, l_1 – шаг балок.

Класс бетона по прочности на сжатие – В20÷В30, напрягаемая арматура в нижней полке – А800 или другая, ненапрягаемая – А400 или А500, монтажная и распределительная – А240 или В500.

Расчетный пролет балки зависит от длины её опирания на колонны; так как эта величина заранее не известна, в курсовом проекте можно принять $l_0 = l - 30$ см.

Расчетное нормальное сечение двускатной балки с уклоном верхнего пояса 1:12 находится на расстоянии $x = 0,37l_0$ от оси опоры. Рабочая высота балки в расчетном сечении $h_0 = 0,79 \text{ м} + (x/12) \cdot a$, расчетный изгибающий момент в этом сечении $M = 0,5qx(l_0 - x)$.

Расчетное наклонное сечение двутавровой балки – в месте уменьшения ширины ребра при $x_1 = 2,45$ м. Рабочая высота балки в этом сечении $h_{01} = 0,79 \text{ м} + (x/12) \cdot a$, расчетная поперечная сила $Q = q \left(\frac{l_0}{2} - x_1 \right)$.

Подбор продольной арматуры

Если $M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f)$ – нейтральная ось – в сжатой полке, сечение рассчитывается как прямоугольное шириной b'_f . Требуемая

площадь сжатой арматуры $A'_{s,mp} = \frac{M - 0,4R_b b'_f h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}$. По сортаменту

подбирают продольную сжатую арматуру из 4-х стержней диаметром не менее 12 мм и общей площадью A'_s . Если $A'_s < 0$, назначают сжатую арматуру 4Ø12 А400 ($A'_s = 4,52 \text{ см}^2$).

Требуемая площадь растянутой арматуры $A_{s,mp} = A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} + \frac{0,55R_b b'_f h_0}{R_s}$, здесь следует иметь в виду, что значение

R_{sc} принимается для арматуры класса А400 или А500, а R_s – для напрягаемой (А800). По сортаменту принимают 4-9 стержней растянутой арматуры необходимой площади.

Если $M > R_b b'_f h'_f (h_0 - 0.5h'_f)$ нейтральная ось – в ребре, сечение рассчитывают как тавровое

$$A_0 = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5h'_f)}{R_b b h_0^2}; \text{ по прил. 3 определяют } \xi;$$

$$\xi_{R_s} = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{0.0035 E_s}}.$$

При $\xi \leq \xi_{R_s}$ армирование сжатой полки принимают 4Ø12 А400 ($A'_s = 4,52 \text{ см}^2$).

$$\text{При } \xi > \xi_{R_s} A'_{s,mp} = \frac{M - 0.4 R_b b h_0^2 - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5h'_f)}{R_{sc} (h_0 - a')};$$

по сортаменту принимают сжатую арматуру площадью A'_s ;

$$A_{s,mp} = \frac{R_b [\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f] - R_{sc} A'_s}{R_s}; \text{ принимают 4-9 стержней класса}$$

А800.

Определение шага хомутов. Проверяют условие:

если $Q \leq 0,3 R_b b h_{0l}$ – принятые размеры сечения балки достаточны, в противном случае нужно увеличить ширину ребра b .

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны $Q_e = 0,5 R_b b h_{0l}$, если $Q \leq Q_b$, хомуты ставят конструктивно.

При $Q > Q_b$ определяют погонную нагрузку на хомуты

$$q_{sw} = \frac{Q - Q_b}{h_{0l}}$$

Назначают число хомутов в ребре – 2, класс арматуры – В500, диаметр – от 5 до 10 мм. По таблицам прил. 2 и 4 определяют R_{sw} (300МПа) и площадь хомутов в одном сечении (для двух проволок принятого диаметра). Шаг хомутов по расчету

$$S_w = \frac{R_{sw} A_w}{q_w}.$$

Шаг хомутов из условия, чтобы трещина не проходила между ними

$$S_{w,max} = \frac{R_{br} b h_{0l}^2}{Q}.$$

По конструктивным требованиям $S_w \leq 0.5h_{0l}$ и $S_w \leq 30 \text{ см}$, при $Q < Q_b$ $S_w = 0.75h_{0l}$ и $S_w = 50 \text{ см}$. Из всех значений принимается наименьший шаг

хомутов, который в средних четвертях пролета может быть увеличен в 2 раза, но не более $0,75h$ и 50 см.

2.4. Расчет фермы покрытия

Фермы перекрывают пролеты 24 и 30 м. Из всех видов в курсовом проекте производится расчет и конструирование стропильных сегментных раскосных ферм с ломаным верхним поясом. Их геометрические схемы приведены на рис.5. Ферма пролетом 30 м выполняется из двух частей.

Положение узлов верхних поясов ферм можно определить графически: они лежат на дуге окружности, проведенной через 3 точки: верхнюю и опоры. Для удобства изготовления ширина всех элементов фермы b одинакова: 20(25) см – при шаге 6 м и 30(35)см – при шаге 12 м; вес фермы $P_\phi=15(20)$ т. Без скобок даны сведения о ферме пролетом 24 м, а в скобках – 30 м. Фермы проектируют из бетона класса В30-В40, напрягаемая арматура в нижнем поясе – класса А800 или другая, в остальных элементах: продольная класса А400, поперечная и монтажная – классов А240 или В500.

Все виды нагрузок приводятся к узловым. Величина узловой нагрузки

$$P = d \left(\frac{q_1 l_1}{b} + \frac{P_\phi}{l} 1.1 \cdot 1 \right),$$

где q_1, l_1, b – то же, что и в расчете плиты покрытия.

При реальном проектировании ферм расчеты выполняют для всех элементов. В курсовом проекте для снижения трудоемкости достаточно рассчитать 3 элемента: верхний пояс, нижний пояс и крайний растянутый раскос. На рис. 6 представлена опорная часть фермы с нагрузками и усилиями. Опорная реакция фермы

$$R = 0,5 \sum P.$$

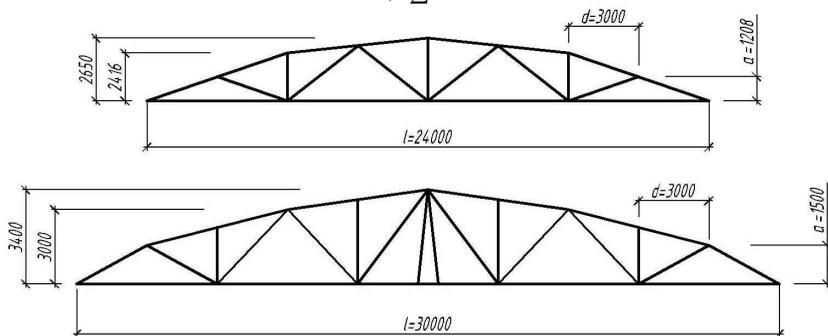


Рис. 5. Геометрические схемы ферм

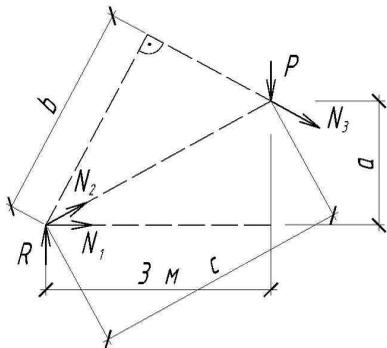


Рис. 6. Расчетная схема элементов фермы

то же, в растянутом раскосе

$$N_3 = \frac{3P}{b}.$$

Усилия в элементах фермы можно определить и другими известными методами строительной механики.

Конструктивный расчет верхнего пояса. Требуемая площадь поперечного сечения $A_{mp} = \frac{N_2}{R_b + 0.01R_{sc}}$, здесь $R_{sc}=355$ МПа – расчетное со-

противление сжатию продольного рабочей арматуры класса А400. При ранее назначенной ширине элементов фермы b требуемая высота поперечного сечения верхнего пояса $h_{mp}=A_{mp}/b$; h принимается кратной 5 см.

Требуемая площадь продольной рабочей арматуры при усредненном коэффициенте продольного изгиба $\varphi=0,9$

$$A_{s,mp} = \frac{\frac{N_2}{\varphi} - R_b b h}{R_{sc}}.$$

Для продольного армирования принимают 4 стержня с диаметром не менее 12 мм.

Расчет нижнего пояса. Требуемая площадь продольной предварительно напряженной арматуры $A_{s,mp} = \frac{N_1}{\gamma_s R_{sp}}$,

где $\gamma_s=1,1$ – коэффициент условия работы высокопрочной арматуры за условным пределом текучести;

R_{sp} – расчетное сопротивление растяжению напряженной арматуры (для арматуры класса А800 $R_{sp}=695$ МПа).

Размеры b и c можно определить графически посредством замеров на выполненной в масштабе схеме.

Из условий равновесия внешних сил и внутренних усилий:

значение усилия в верхнем поясе

$$N_1 = -\frac{3(R-P)}{a},$$

то же в нижнем поясе

$$N_2 = \frac{(R-p)\sqrt{9+a^2}}{a};$$

По результатам расчета принимают 4-9 стержней с симметричным расположением в нижнем поясе.

Расчет растянутого раскоса. Требуемая площадь арматуры класса А400 $A_s = N_s / R_s$. По сортаменту принимают 4 (можно 2) стержня диаметром не менее 10 мм.

По результатам расчетов балки или фермы нужно сделать эскизы их армирования.

2.5. Расчет колонны каркаса

Выбор типа колонны (сплошного сечения или двухветвевой), основных размеров поперечного сечения и по высоте производится при компоновке конструктивной схемы здания – разд. 2.1. Кроме этого, нужно определить моменты инерции надкрановых и подкрановых частей крайних и средних колонн по формуле:

для сплошного сечения $I = \frac{bh^3}{12}$;

для сквозного $I = \frac{bh_1^3}{6} + \frac{bh_1(h_u - h_1)^2}{2}$. Условные обозначения приведены в табл. 2.

Усилия в колоннах определяются посредством статического расчета поперечной рамы. Следует иметь в виду, что при двух и более пролетах поперечную раму можно рассчитывать без учета смещения верха стоек при действии вертикальных и крановых нагрузок. В этом случае расчет сводится к определению усилий в отдельных стойках с нижним зашпеленным и верхним шарнирно опертым концами от действия приложенных непосредственно к этим стойкам нагрузок. Усилия от ветровой нагрузки определяют с учетом совместной работы всех стоек поперечной рамы.

Для удобства расчета усилия в колоннах поперечной рамы определяют отдельно от каждой нагрузки, затем суммируются в наиболее невыгодных комбинациях. В соответствии с заданием на курсовой проект в нем может проектироваться только одна из колонн. Здесь рассматриваются особенности расчета средней колонны.

2.5.1. Нагрузки на колонну

Постоянные нагрузки. Из расчета балки покрытия известны: расчетная нагрузка на 1 погонный метр балки q и расчетный пролет l_0 . Нагрузка от покрытия за вычетом снеговой нагрузки

$$P_1 = \frac{ql_0}{2} - \frac{pl_1 l_2}{2},$$

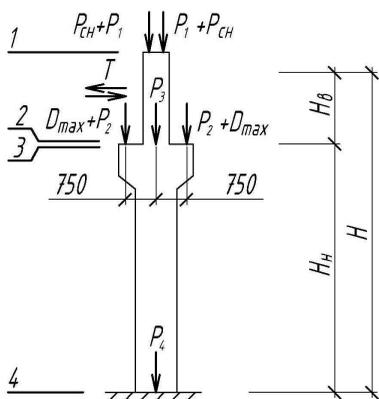


Рис. 7. Схема нагрузок на колонну

при $l_2=12$ м, $P_p=150$ кг/м – вес рельса.

Расчетная нагрузка от веса надкрановой части колонны объемом V_6

$$P_3 = V_6 \gamma \cdot l \cdot l,$$

где $\gamma = 2500$ кг/м³ (25 кН/м³) – объемный вес железобетона.

То же, от веса подкрановой части объемом V_H

$$P_4 = V_H \gamma \cdot l \cdot l.$$

Расчетные снеговые нагрузки передаются на колонну в тех же точках, что и постоянные нагрузки от покрытия

$$P_{сн} = \frac{pl_1 l_2}{2}.$$

Нагрузки от мостовых кранов могут быть определены с использованием табл. 22.7-22.10 [8], имеющегося в библиотеке университета или любых других справочных данных. Из таблиц нужно выписать данные обозначенного в задании на курсовой проект крана:

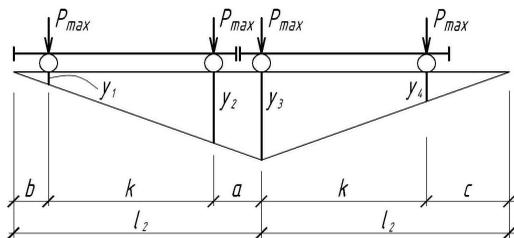


Рис. 8. Линии влияния

где p – расчетная снеговая нагрузка из табл. 1;

l_1, l_2 – пролет балки и шаг колонн.

Если основная несущая конструкция покрытия –

ферма $P_1 = R - \frac{pl_1 l_2}{2}$, где

R – опорная реакция фермы.

Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок и подкрановых путей

$P_2 = (P_6 + P_p l_2) \cdot 1,1 \cdot 1$, где

P_6 – вес подкрановой балки:

$P_6=9$ т при $l_2=6$ м, $P_6=12$ т

P_{max}^n – нормативное

максимальное давление колеса на рельс;

B – ширина крана;

k – база крана;

T_{non}^n – нормативная горизонтальная нагрузка от одного колеса.

Нагрузки на колонны определяются по линиям влияния (рис.8) от двух сближенных кранов; коэффициент надежности для крановых нагрузок $\gamma_f=1,2$, коэффициент сочетаний для кранов, режимы которых назначены в заданиях на курсовой проект, $\psi_1=0,85$.

Параметры линий влияния при невыгодном положении кранов:

$$a=B-\kappa; b=l_2-\kappa-a; c=l_2-\kappa; y_1=b/l_2; y_2=(b+\kappa)/l_2; y_3=1; y_n=c/l_2.$$

Расчетная вертикальная нагрузка на колонну от двух сближенных кранов $D_{\max} = P_{\max}^n \gamma_f \psi_1 \sum y$.

Тормозная горизонтальная нагрузка на колонну $T = T_{\text{non}}^n \gamma_f \psi_1 \sum y$.

Нормативное значение *ветрового давления* ω_0 принимают по табл. 11.1 [12] в зависимости от указанного в задании района строительства. Аэродинамические коэффициенты для промышленных зданий, разрабатываемых в курсовом проекте, можно принять равными: с наветренной стороны $c_e=0,8$; с подветренной $c'_e = 0,5$.

При высоте более 10 м ветровое давление возрастает, его эпюра становится неравномерной, её для удобства расчетов приводят к равномерно-распределенной, эквивалентной k действительной по изгибающему моменту в заделке колонны в фундамент, путем домножения ω_0 на соответствующий коэффициент k_e ; для заданий, разрабатываемых в курсовом проекте, можно принять $k_e=1,03$.

Ветровое давление, действующее на покрытие и часть стен выше колонн, заменяют сосредоточенной нагрузкой на уровне верха колонны W . Коэффициент надежности для ветровой нагрузки $\gamma_f=1,4$.

Расчетная ветровая равномерно-распределенная нагрузка на поперечную раму

$$P = \omega_0 \gamma_f (c_e + c'_e) k_e l$$

То же сосредоточенная на уровне верха колонн

$$W = \omega_0 \gamma_f (c_e + c'_e) k_e l H_n,$$

где l – шаг колонн, H_n – высота покрытия.

2.5.2. Определение усилий в колонне

Усилия в колонне могут быть определены любым из известных методов строительной механики, в том числе и с использованием персонального компьютера. Здесь рассматривается методика статического расчета средней колонны каркаса с рядом упрощений ввиду учебной стадии курсового проекта: от каждой действующей нагрузки определяется реакция B , затем – усилия в сечениях колонны от нагрузки и опорной реакции.

Для определения B нужно знать значения коэффициентов:

$$\alpha = \frac{H_6}{H}; k = \alpha^3 \left(\frac{I_n}{I_6} - 1 \right); k_1 = (1 - \alpha)^3 \frac{I_n}{8n^2 I_6},$$

где H – полная высота колонны от ригеля до верхнего обреза фундамента, равна высоте помещения с добавлением 15 см;

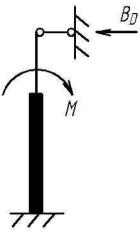
H_6 – высота надкрановой части, равна высоте помещения за вычетом отметки верха подкрановой консоли;

n – число панелей (проемов) двухветвевой колонны.

Для сплошной колонны $k_1=0$.

От всех постоянных и снеговой нагрузки ввиду симметричного приложения к колонне $B=0$.

От действия других нагрузок величину B можно определить из выражений:

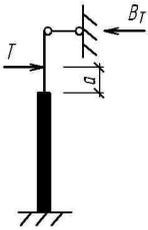


вертикальная крановая нагрузка D_{\max} вызывает на уровне низа надкрановой части колонны изгибающий момент

$$M = D_{\max} \cdot 0.75m; B_D = \frac{3M(1 - \alpha^2)}{2H(1 + k + k_1)},$$

здесь H – полная высота колонны; от горизонтальной крановой нагрузки

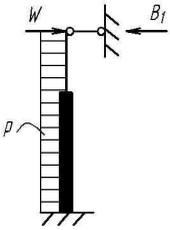
$$B_T = \frac{T(1 - \alpha + k_1)}{1 + k + k_1};$$



от ветровой нагрузки на все колонны поперечной рамы

$$B_1 = \frac{3pH[1 + \alpha k + 1.33(1 + \alpha)k_1]}{8(1 + k + k_1)} + W;$$

на среднюю рассчитываемую колонну с некоторыми упрощениями $B_p = \frac{I_{cp}}{\sum I_{cp,kr}}$, где I_{cp} – момент



инерции подкрановой части средней колонны, $\sum I_{cp,kr}$ – то же всех средних и крайних колонн.

Усилия от каждой нагрузки определяются отдельно в четырех сечениях: на уровне верха колонны (1-1), непосредственно выше верха подкрановой консоли (2-2); непосредственно ниже верха подкрановой консоли (3-3) и на уровне верхнего обреза фундамента (4-4).

Варианты загрузки временными нагрузками могут быть разными. В курсовом проекте будет достаточно рассмотреть варианты, приведенные в табл. 4, при этом усилия от крановых и ветровых нагрузок

Таблица 4

Усилия в средней колонне и их сочетания

Сечения		1-1		2-2		3-3		4-4		
Усилия		<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>Q</i>
1. Постоянная нагрузка		0	$2P_1$	0	$2P_1+P_3$	0	$2P_1+2P_2+P_3$	0	$2P_1+2P_2+P_3+P_4$	0
2. Снеговая нагрузка		0	$2P_{сн}$	0	$2P_{сн}$	0	$2P_{сн}$	0	$2P_{сн}$	0
3. D_{max}		0	0	$B_D H_6$	0	$B_D H_6 - 0.75D_{max}$	D_{max}	$B_D H - 0.75D_{max}$	D_{max}	B_D
4. T		0	0	$B_T H_6 - Ta$	0	$B_T H_6 - Ta$	0	$B_T H - T(H_H - a)$	0	$B_T - T$
5. Ветровая нагрузка		0	0	$B_p H_6$	0	$B_p H_6$	0	$B_p H$	0	B_p
Сочетание нагрузок	M_{max} $N_{сoomb}$	0	1+2	(3)+0.9·(4)+ +0.7·(5)	1+2	(3)+0.9·(4)+ +0.7·(5)	1+2+3	(3)+0.9·(4)+ +0.7·(5)	1+2+3	(3)+0.9·(4)+ +0.7·(5)
	M_{min} $N_{сoomb}$	0	1+2	(3)+0.9·(4)+ +0.7·(5)	1+2	(3)+0.9·(4)+ +0.7·(5)	1+2+3	(3)+0.9·(4)+ +0.7·(5)	1+2+3	(3)+0.9·(4)+ +0.7·(5)
	N_{max} $M_{сoomb}$	0	1+2	(3)+0.9·(4)+ +0.7·(5)	1+2	1+2+3	1+2+3	1+2+3	1+2+3	3

В разделе «Сочетания нагрузок» цифрами обозначены усилия, возникающие в расчетных сечениях от нагрузок соответствующего порядкового номера.

Сочетания M_{min} , $N_{сoomb}$ по абсолютному значению те же, что и M_{max} , $N_{сoomb}$, но со знаком «-».

нужно принимать со знаком «±» ввиду возможности их приложения в разных направлениях.

Таблицу усилий в расчетных сечениях составляют от каждого вида нагрузки и суммируют в наиболее невыгодных сочетаниях.

В основное сочетание входят: все постоянные и временные длительные нагрузки и все кратковременные, наиболее невыгодные. Если кратковременных нагрузок две и более, первая по значимости принимается с коэффициентом сочетания $\psi_{r1}=1,0$; для второй $\psi_{r2}=0,9$, для остальных $\psi_r=0,7$.

Поскольку для колонн как внецентренно сжатых элементов визуально трудно выбрать наиболее невыгодную комбинацию усилий, их определяют в трех вариантах: максимальное (наибольшее положительное) значение $+M$ и соответствующее N , минимальное (наибольшее отрицательное) значение $-M$ и соответствующее N , максимальное N и соответствующее M .

В курсовом проекте во избежание большего числа однотипных расчетов разрешается выбрать одну приблизительно наиболее невыгодную комбинацию усилий для надкрановой части (сечение 2-2) и одну – для подкрановой (сечение 3-3 или 4-4).

Пример определения усилий в средней колонне с буквенными обозначениями нагрузок и размеров приведен в табл. 4.

2.5.3. Конструктивный расчет сплошной колонны

Надкрановая часть. Тип колонн (сплошного сечения, двухветвевая) и размеры b и h установлены при компоновке конструкционной схемы здания (разд. 2.1). Из табл. 4 выбрана наиболее невыгодная комбинация усилий M и N для сечения 2-2. Из таблицы также нужно определить длительную часть усилия M_l (сумма усилий от постоянной и снеговой нагрузок) в этом сечении.

Бетон колонн – тяжелый, класс В20÷В40, продольная рабочая арматура – класса А400, поперечная и монтажная – А240, величины $a=a'=3$ см. Расчетная длина надкрановой части колонны в плоскости и поперечной рамы $l_0=2,5H_e$.

Эксцентриситет $e_0=M/N$; коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки $\varphi_l=1+M_l/M$; относительный эксцентриситет $\delta_e=e_0/h$; $\delta_e=0,15$; из двух значений δ_e принимают большее. Случайный эксцентриситет принимают наибольшим из трех значений $e_a=H_e/600$, $e_a=h/30$, $e_a=1$ см.

Момент инерции бетонного сечения $I = \frac{bh^3}{12}$, то же арматуры при коэффициенте армирования $\mu=0,01$

$$I_s = 0.01bh \left(\frac{h_a - a'}{2} \right)^2$$

Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l_0^2} \left[\frac{0.15E_b I}{\varphi_l(0.3 + \delta_e)} + 0.7E_s I_s \right]; \quad \eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}.$$

Расстояние от точки приложения усилия до центра тяжести растянутой арматуры $e = e_0 \eta + 0,5h - a + e_a$.

$$\text{Высота сжатой зоны бетона } x = \frac{N}{R_b b}; \quad \xi = \frac{x}{h_0};$$

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{0.0035E_s}}; \quad E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа; для А400 } R_s = 365 \text{ МПа.}$$

$$\text{При } \xi \leq \xi_R \quad A_s = A'_s = \frac{N(e - h_0 + 0.5x)}{R_s(h_0 - a')}; \quad A_s = A'_s = 0,0025bh;$$

$$\text{при } \xi > \xi_R \quad A_s = A'_s = \frac{N(e - h_0 + 0.5\xi_R h_0)}{R_s(h_0 - a')}; \quad A_s = A'_s = 0,0025bh.$$

Из двух значений $A_s = A'_s$ принимают большее; по сортаменту подбирают стержни, диаметр d которых должен быть не менее 12 мм, расстояние между продольными стержнями не более 40 см.

Диаметр хомутов в вязанных каркасах – не менее $0,25d$ и в сварных – не менее $0,3d$, шаг хомутов – не более $15d$ и 500 мм.

Подкрановая часть. Расчет выполняется на действие наиболее невыгодной комбинации усилий для сечения 3-3 или 4-4 со своей высотой поперечного сечения при $l_0 = 1,5H_n$, подбор арматуры производится по тем же формулам, что и надкрановой части.

2.5.4. Конструктивный расчет двухветвевой колонны

Надкрановая часть двухветвевой колонны рассчитывают так же, как и сплошной колонны со своими размерами и усилиями.

Подкрановая часть двухветвевой колонны рассчитывается как многоэтажная рама на действие усилий M , N , Q в сечении 3-3 или 4-4. Расстояние между осями ветвей

$$c = h - h_1,$$

где h – высота поперечного сечения подкрановой части колонны;

h_1 – то же ветви.

Средний шаг распорок $S = H_n/n$, $S = (8 \div 10)h_1$, где H_n – высота подкрановой части колонны; n – число распорок.

Усилия в ветвях колонны:

$$N_g = \frac{N}{2} + \frac{M}{c}; \quad M_g = \frac{QS}{4}.$$

Конструктивный расчет ветви выполняется как надкрановой части колонны шириной b и высотой h_1 при $l_0=0,5(S-h_p)$, где h_p – высота поперечного сечения распорки, принимается $h_p=(1,5\div 2)h_1$.

$$\text{Усилия в распорках: } M_p = \frac{QS}{2}; Q_p = \frac{2M_p}{c}.$$

Требуемая площадь продольной рабочей арматуры в распорке

$$A_s = A'_s = \frac{M_p}{R_s z_s}; z_s = h_p - 6 \text{ см.}$$

Подбор хомутов в распорках выполняется из расчета прочности наклонных сечений изгибаемых элементов – см. разд. 2.2.3.2.

По результатам расчетов в пояснительной записке нужно привести эскизы с основными размерами и армированием надкрановой и подкрановой частей колонны.

2.6. Расчет фундамента под колонну

При реальном проектировании глубина заложения фундамента H_3 устанавливается в зависимости от многих факторов. При выполнении курсового проекта ее можно назначить произвольно, например $H_3=3$ м. Расчетное сопротивление грунта R_0 указано в задании. Расчетные усилия на фундамент M и N нужно принять из табл. 4 в сечении 4-4.

Подбор площади подошвы. Ширина фундамента (меньший размер)

$$b = \sqrt{\frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} H_3}}; \gamma_{cp}=2 \text{ т/м}^3=20 \text{ кН/м}^3 - \text{средний вес фундамента и грунта на его уступах.}$$

Длина фундамента (большой размер) $l=(1,1\div 1,5)b$. Размеры b и l принимаются кратными 10 см.

$$\text{Площадь подошвы } A=bl, \text{ момент сопротивления } W = \frac{bl^2}{6}.$$

Максимальное P_{\max} и минимальное P_{\min} давление под подошвой

$$P_{\max} = \gamma_{cp} H_3 + \frac{N}{A} + \frac{M}{W}; P_{\min} = \gamma_{cp} H_3 + \frac{N}{A} - \frac{M}{W}.$$

Если размеры подошвы выбраны правильно $P_{\max} \leq 1,2R_0$; $P_{\min} \geq 0$; если условия не соблюдаются, нужно изменить длину l .

Расчет на продавливание. Нужно сделать чертеж плана фундамента и его продольный разрез, определить или назначить основные размеры (рис.9).

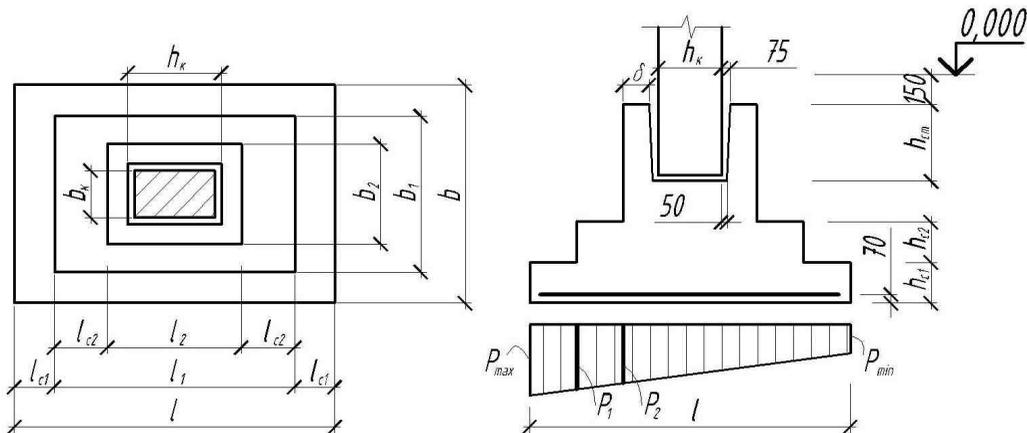


Рис. 9. Основные размеры фундамента под колонну

Глубина стакана: для сплошной колонны $h_{cm} \geq h_k$; $h_{cm} \geq 25d$;

для двухветвевой колонны $h_{cm} \geq 1,5b_k$; $h_{cm} \geq 30d$,

где d – наибольший диаметр продольной арматуры колонны.

Расстояние от дна стакана до подошвы фундамента – не менее 20 см. Зазоры между колонной и стенками стакана: внизу – 50 мм, сверху – 75 мм. Толщина стенки стакана $\delta \geq 0,2h_k$ и $\delta \geq 150$ мм.

Назначают количество ступеней и их размеры: высота ступеней кратна 15 см и должна составлять 30, 45 или 60 см: соотношение ширины ступени l_c к ее высоте h_c – в пределах 1,0÷1,5. Класс бетона – В15.

Проверка на продавливание нижней (первой) ступени. Предельная сила, воспринимаемая расчетным сечением, при $h_{01} = h_{c1} - 7$ см.

$$F_{b,ult,1} = 2R_{bt}h_{01}(l_1 + b_1 + 2h_{01}) \cdot$$

То же предельный изгибающий момент

$$M_{b,ult,1} = R_{bt}h_{01} \left[\frac{1}{3}(l_1 + h_{01})^2 + (l_1 + h_{01})(b_1 + h_{01}) \right] \cdot$$

Если $\frac{N}{F_{b,ult,1}} + \frac{M}{M_{b,ult,1}} \leq 1$ – прочность первой ступени против продавли-

вания обеспечена.

Проверка на продавливание второй ступени. Предельная сила, воспринимаемая расчетным сечением, при $h_{02} = h_{c1} + h_{c2} - 7$ см.

$$F_{b,ult,2} = 2R_{bt}h_{02}(l_2 + b_2 + 2h_{02}) \cdot$$

То же, предельный изгибающий момент

$$M_{b,ult,2} = R_{bt}h_{02} \left[\frac{1}{3}(l_2 + h_{02})^2 + (l_2 + h_{02})(b_2 + h_{02}) \right] \cdot$$

Если $\frac{N}{F_{b,ult,2}} + \frac{M}{M_{b,ult,2}} \leq 1$ – прочность второй ступени против продавливания обеспечена.

Расчет на изгиб. Расчетный изгибающий момент на грани первой ступени $M_1 = b \cdot l_{c1}^2 \frac{3P_{max} - P_1}{4}$; требуемая площадь арматуры класса А400

$$A_s = \frac{M_1}{0.9R_s h_{01}}.$$

То же на грани второй ступени $M_2 = b \cdot (l_{c1} + l_{c2})^2 \frac{3P_{max} - P_2}{4}$;

$$A_s = \frac{M_2}{0.9R_s h_{02}}.$$

По сортаменту для всей ширины фундамента подбирают стержни диаметром не менее 12 мм и шагом 15 ÷ 25 см.

В данных выражениях: напряжения под подошвой фундамента на грани первой ступени

$$P_1 = P_{min} + \frac{(l - l_{c1})(P_{max} - P_{min})}{l};$$

то же второй

$$P_2 = P_{min} + \frac{(l - l_{c1} - l_{c2})(P_{max} - P_{min})}{l}.$$

3. Особенности оформления графической части проекта

С основными требованиями по оформлению чертежей студенты уже ознакомлены при выполнении расчетно-графического задания по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции».

Дополнительными для курсового проекта являются обозначения предварительно напрягаемой арматуры и мест опирания при складировании, приведенные в табл. 5.

Действующим ГОСТ Р21.1501-92 введена также форма спецификации арматуры – групповая, которая для курсового проекта представляется более удобной. Пример ее оформления приведен на с. 43.

Наиболее полно современные основные требования к оформлению учебно-конструкторской документации, в том числе и рабочих чертежей железобетонных конструкций, приведены в [7].

Таблица 5

Дополнительные обозначения изображений на чертежах

Наименование	Изображение
Предварительно напряженный арматурный стержень, канат, проволока (вид сбоку)	
Предварительно напряженный арматурный стержень, канат, проволока (в сечении)	
Положение мест для подъема или опирания при складировании	

При выполнении рабочих чертежей железобетонных конструкций важно соблюдать соотношения толщин линий, принятых для изображения:

S – ненапрягаемой арматуры: рабочей, монтажной распределительной;

$1,5S$ – предварительно напрягаемой арматуры;

$0,5S$ – контуров железобетонного элемента;

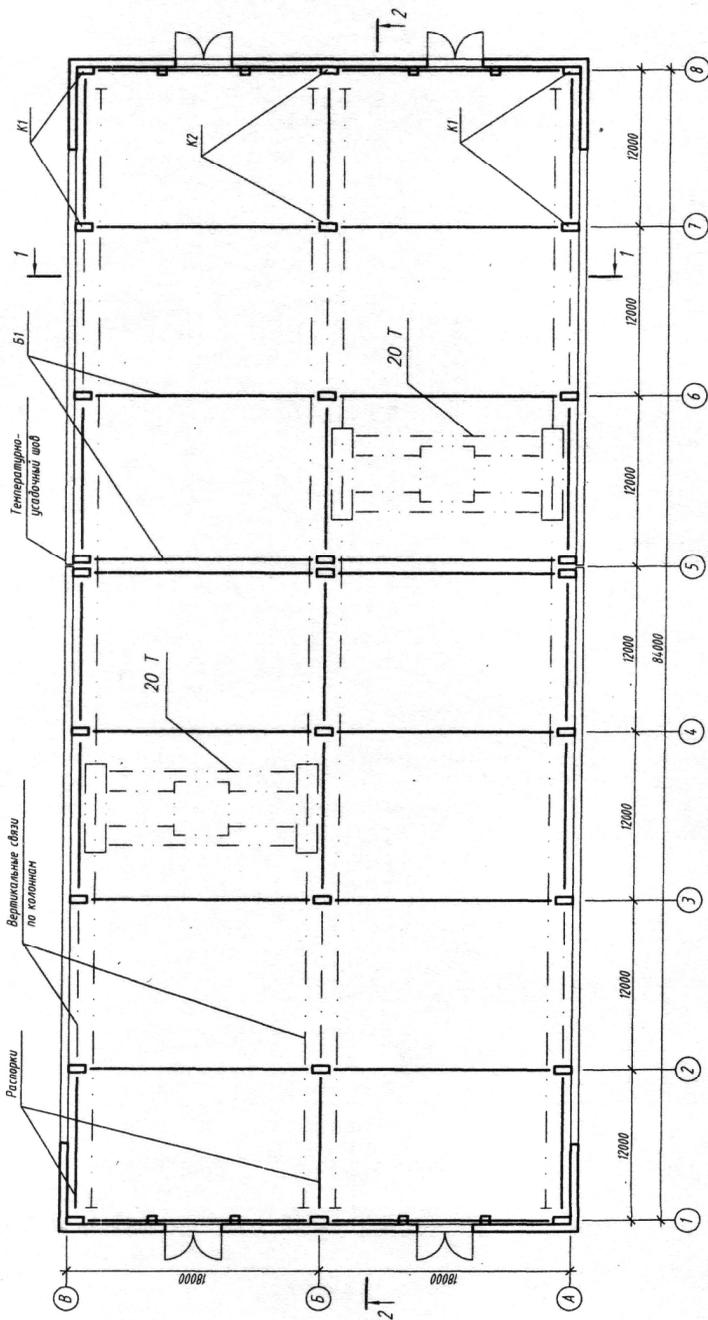
$0,25S$ – осевых, размерных и выносных линий; где S – толщина сплошной основной линии, равная 0,6...1,4 мм.

Ниже приведены примеры оформления чертежей курсового проекта. Для некоторых видов конструкций разработаны чертежи в нескольких вариантах: двускатных балок со сплошной стенкой и решетчатой, ферм раскосных пролетом 24 м и 36 м и безраскосной, колонн крайней, средней, сплошного сечения и двухветвевой. При этом одинаковые конструктивные решения для разных конструкций (узлы, детали и др.) не повторяются. В курсовом проекте студент должен разработать только один вариант каждой конструкции, но в полном объеме.

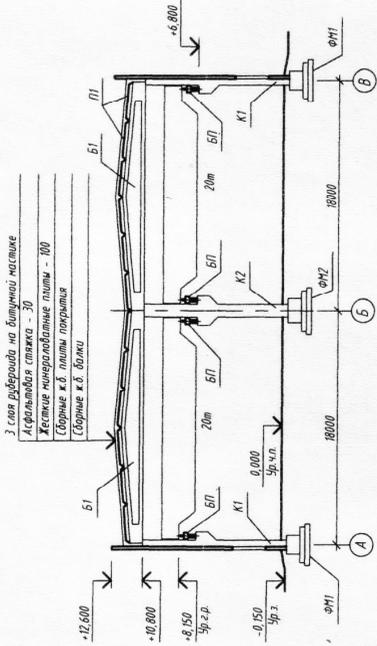
4. Примеры оформления графической части проекта

4.1. Маркировочная схема сборных жб конструкций

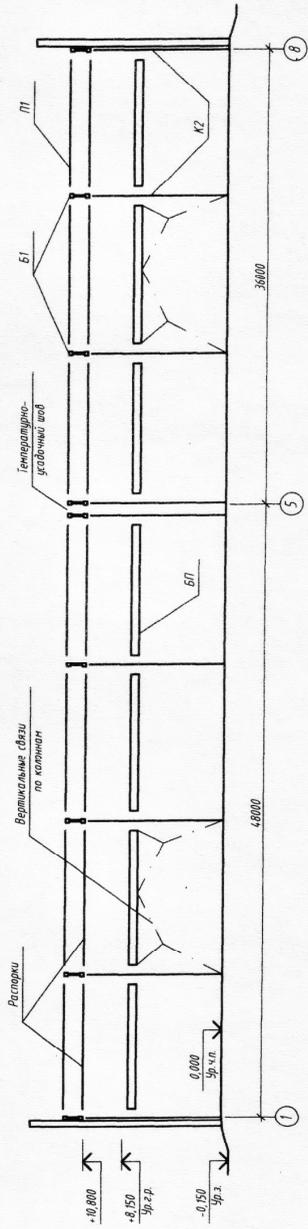
План на отм. +10,800

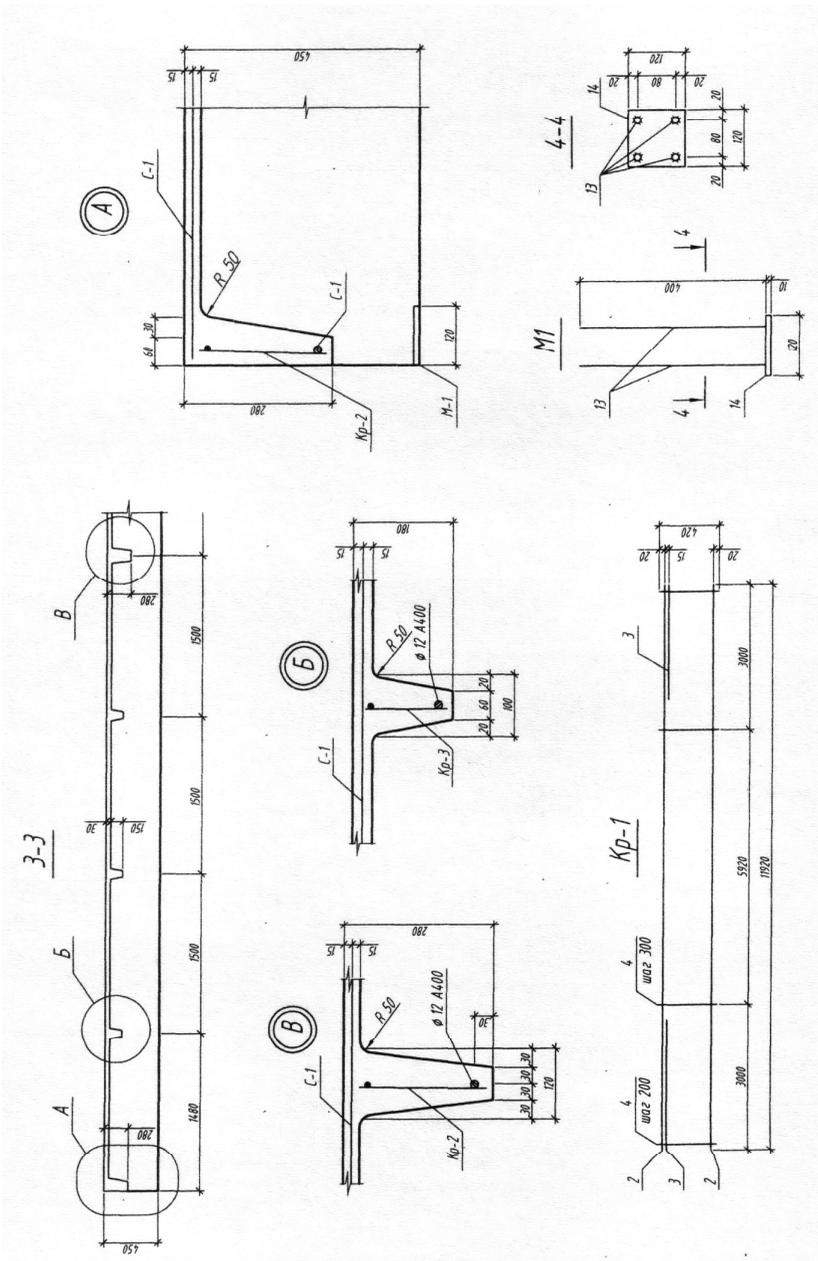


1-1



2-2



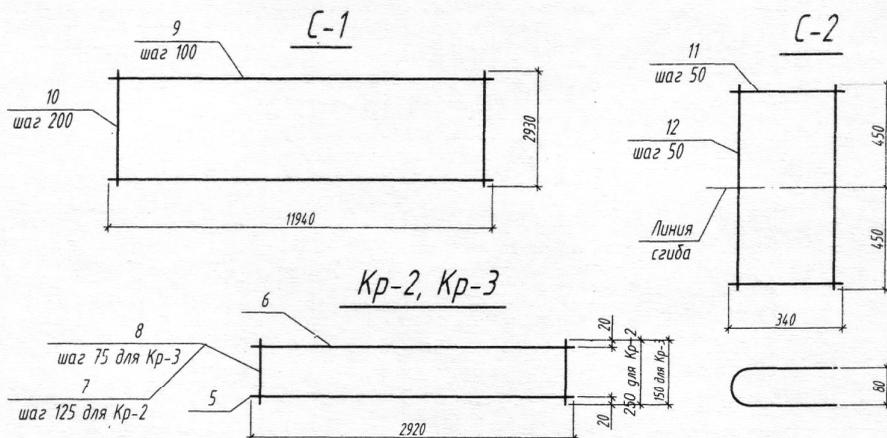


Ведомость расхода стали на один элемент, кг

40 min 8	Марка элемента	Изделия арматурные						Изделия закладные				Общ. расх.	
		Арматура класса						Всего	Ар-ра класса	Прокат марки	Всего		
		А800	А400		А240		В500		А400	Ст.тол-сталист			
		Гост 5781-82	Гост 5781-82	Гост 5781-82	Гост 5781-82	Гост 6721-80	Гост 5781-82		Гост 103-36				
	Ø25	Ø16	Ø12	Ø12	Ø6	Ø3	Ø12	Ø10					
	Плита П-1	92,2	5,0	23,4	1,4	25,6	40	9,1	197	5,6	4,4	10	207
		29	min 12										

Выборка материалов на один элемент

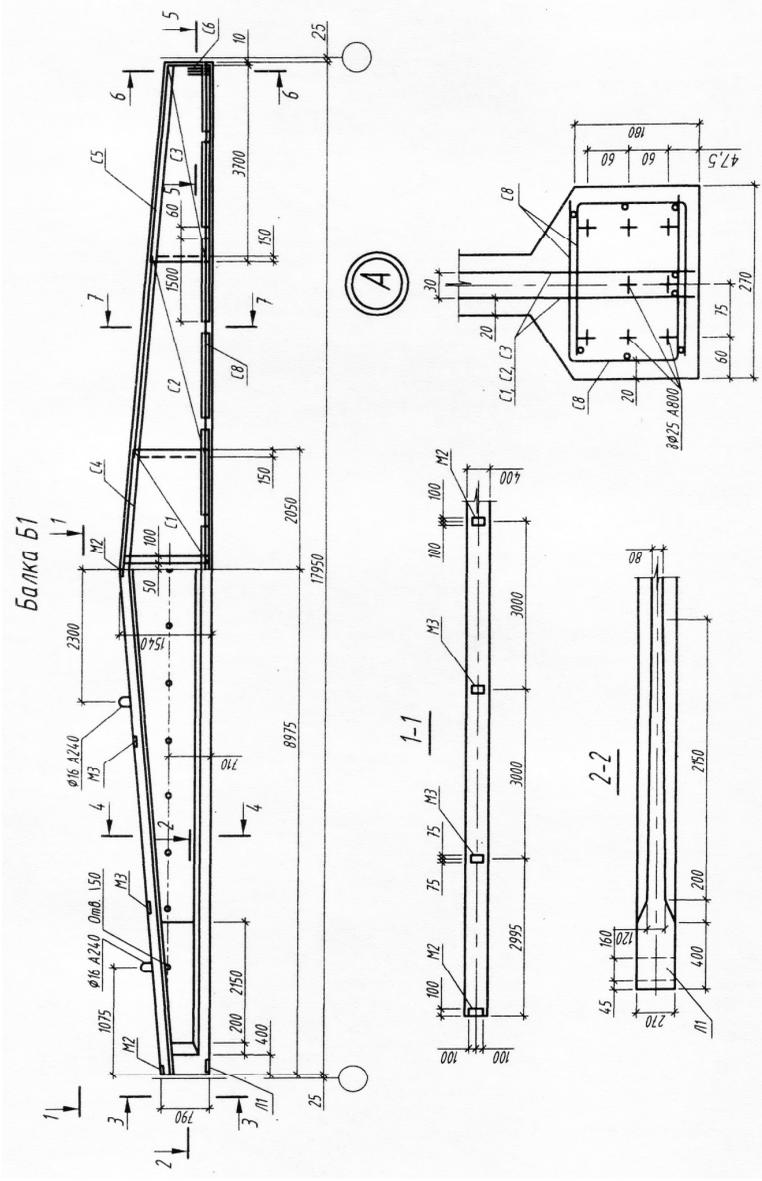
12 8	Марка элемента	Класс бетона	Объем бетона	Вес, т	Расход стали	
					Всего, кг	Кг/м³
	П1	В25	3,07	7,68	207	67,4
	20		min 20			



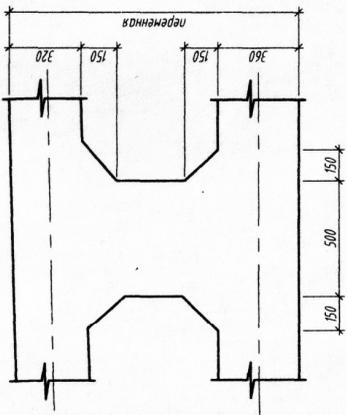
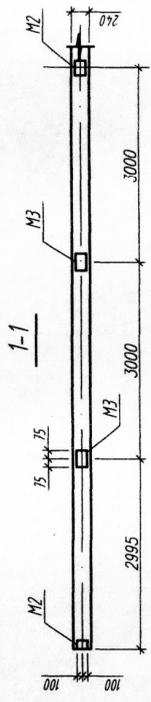
Групповая спецификация арматуры плиты П-1

12 6	Марка издел.	Поз. дет.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет., кг	Масса изделия, кг
	Отд. стер	1	Ø25 А800, L=11960	2	46,1	92,2
Кр-1	2	Ø6 А240, L=11920	2	2,6	11,2	
	3	Ø16 А400, L=800	2	1,2		
	4	Ø6 А240, L=420	51	0,09		
Кр-2	5	Ø12 А400, L=2920	1	2,6	3,8	
	6	Ø6 А240, L=2920	1	0,6		
	7	Ø4 В500, L=250	25	0,02		
Кр-3	5	Ø12 А400, L=2920	1	2,6	3,6	
	6	Ø6 А240, L=2920	1	0,6		
	8	Ø4 В500, L=150	31	0,013		
С-1	9	Ø4 В500, L=11940	30	1,1	42,1	
	10	Ø3 В500, L=2930	60	0,15		
С-2	11	Ø4 В500, L=340	18	0,03	1,2	
	12	Ø4 В500, L=900	7	0,09		
М1	13	Ø12 А400, L=400	4	0,35	2,5	
	14	-120x10, L=120	1	1,1		
Мон пети	15	Ø12 А240, L=900	4	0,8	3,2	
Материалы						
Бетон тяжелый класса В20						
15	10	48	8	12	12	

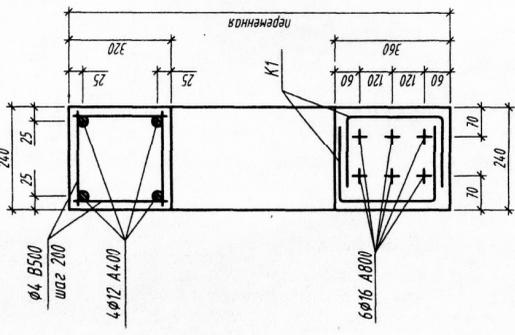
4.3 Балка Б1



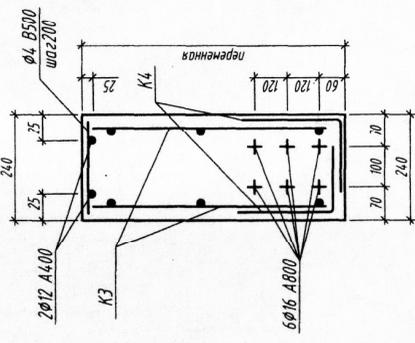
Б



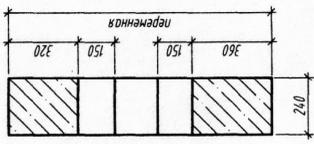
4-4



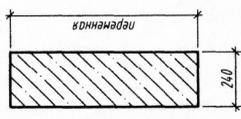
5-5

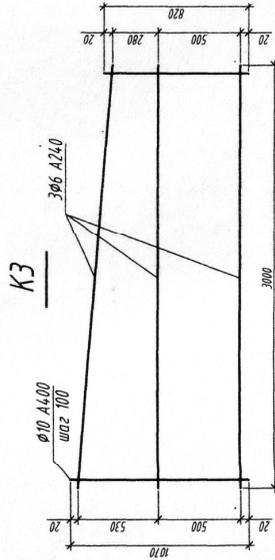
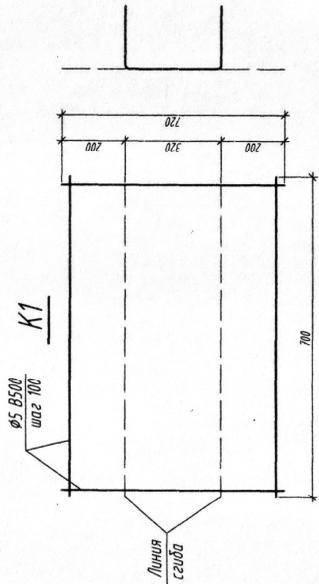
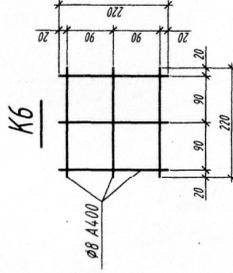
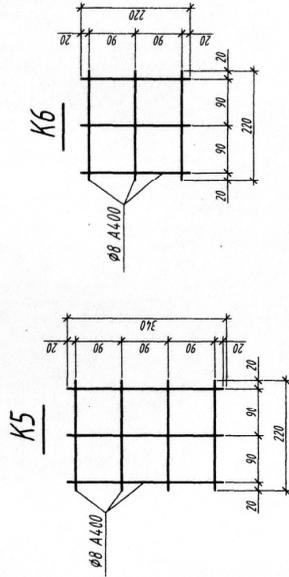
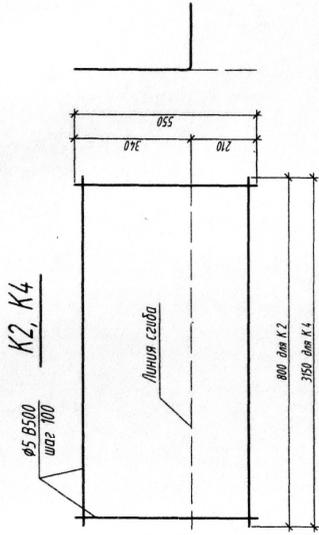


3-3



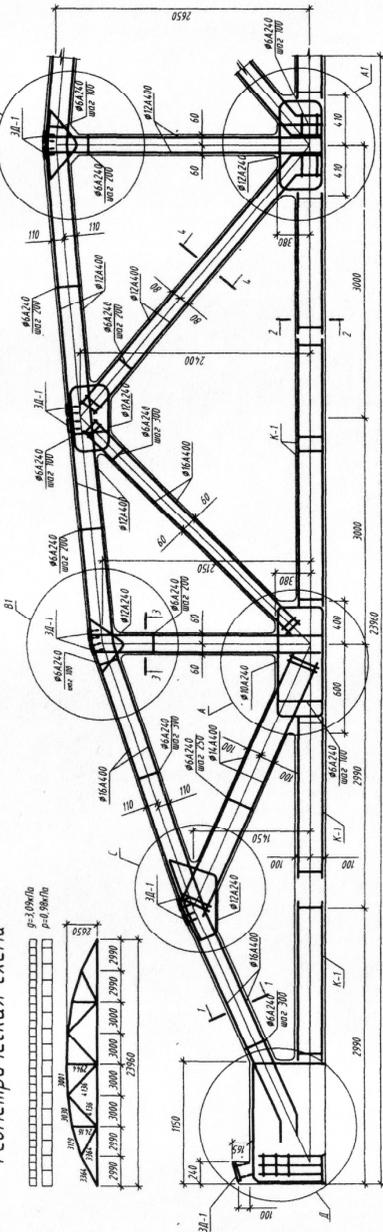
2-2



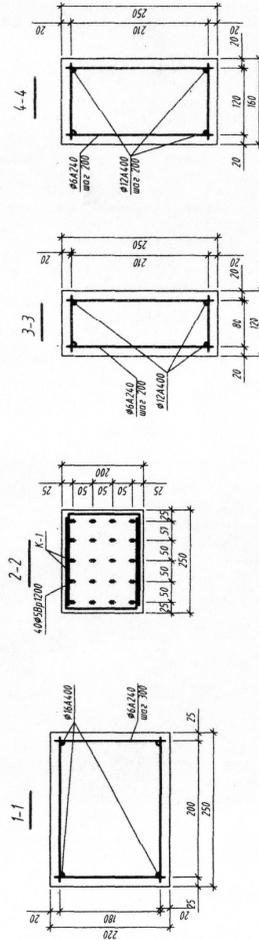


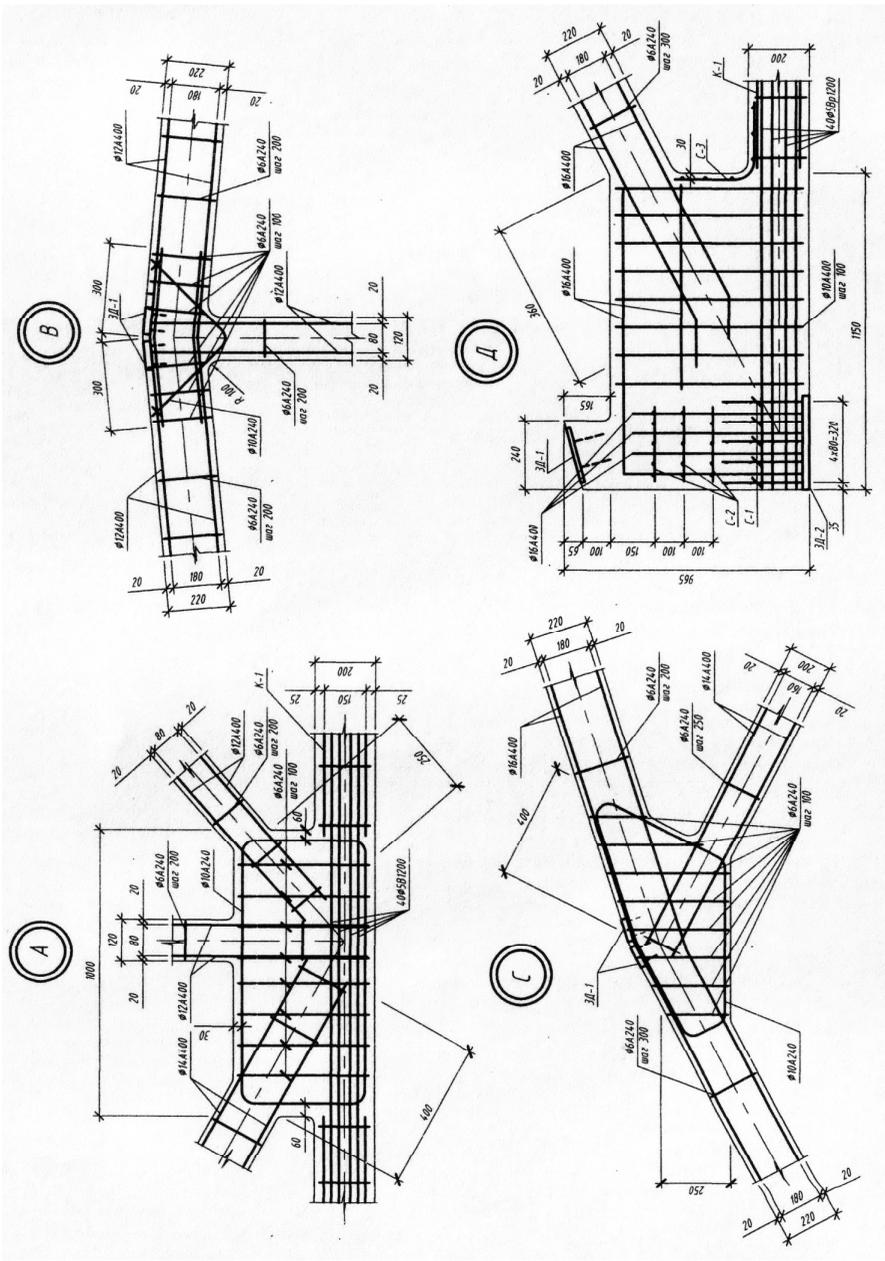
Ферма покрытия Ф1

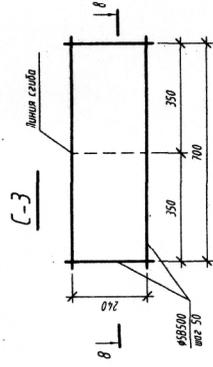
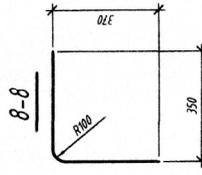
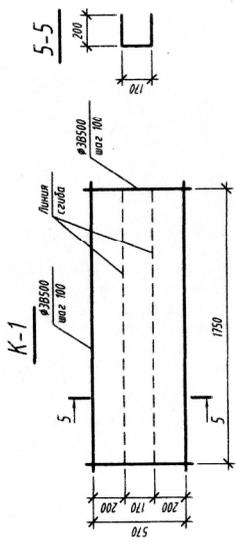
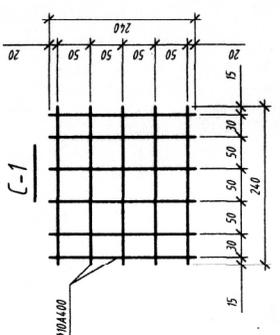
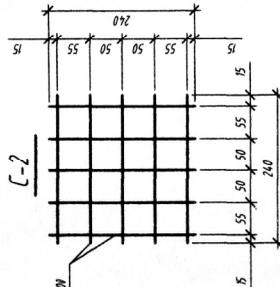
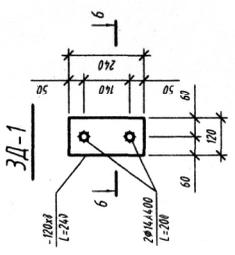
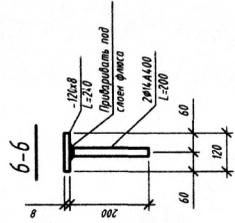
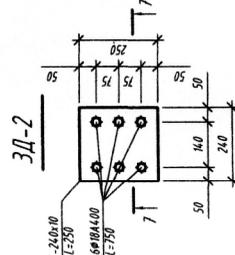
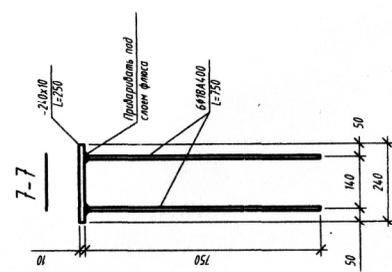
Геометрическая схема



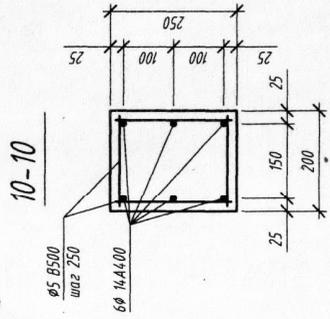
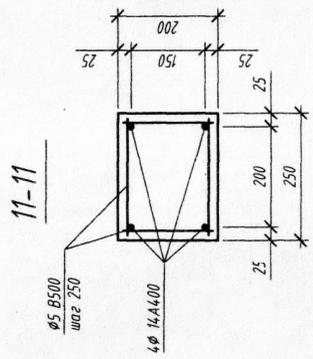
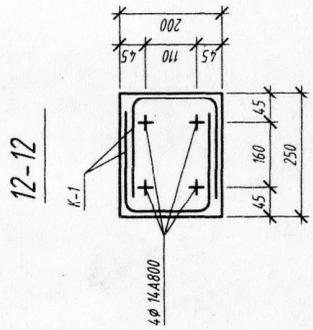
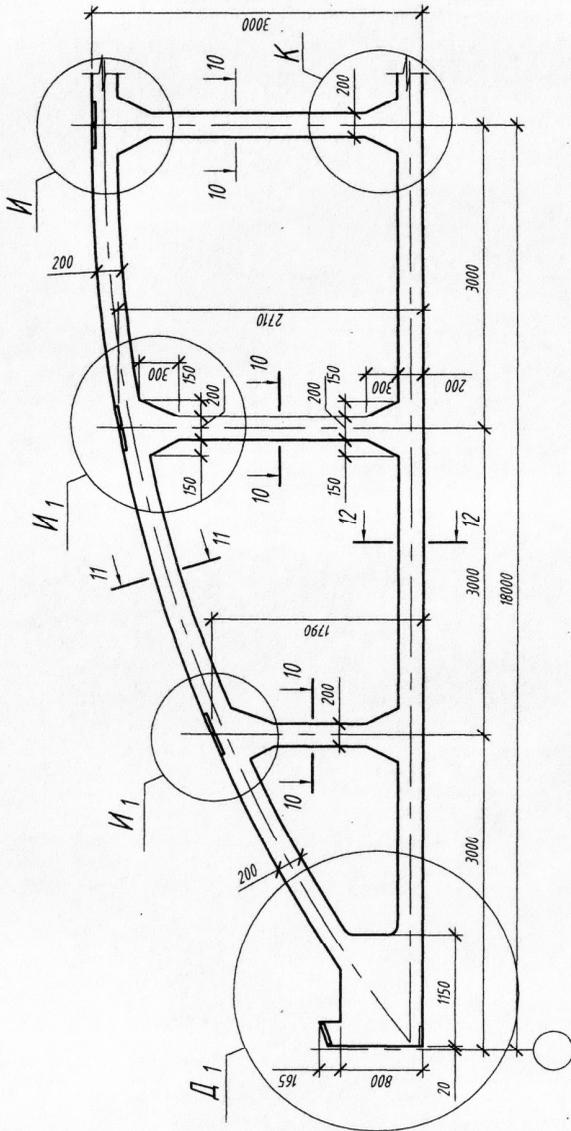
4.5. Ферма покрытия Ф1



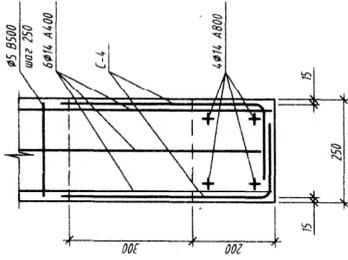




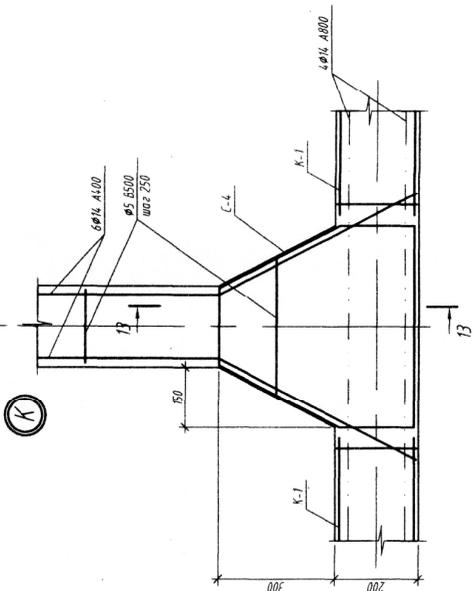
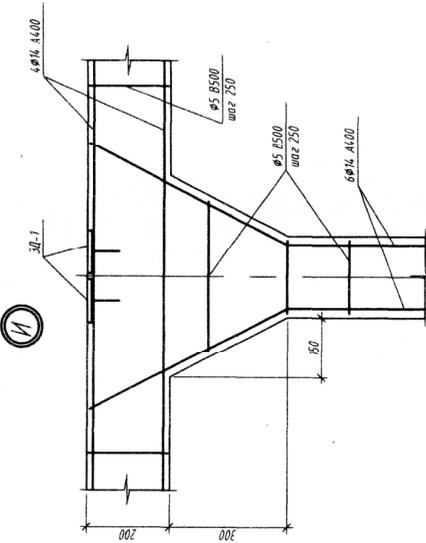
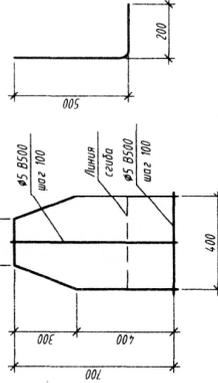
4.7. Конструктивные особенности безраскосной фермы



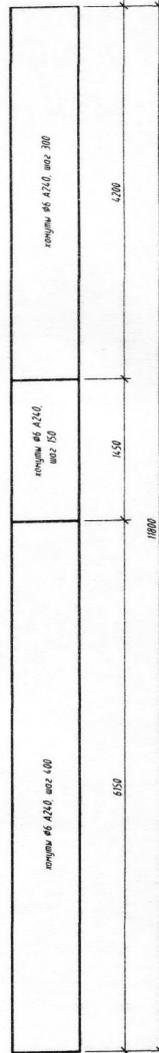
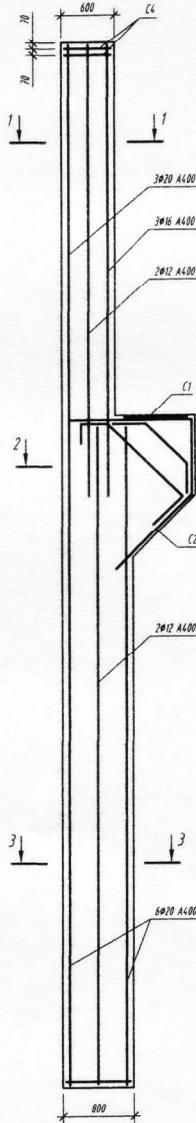
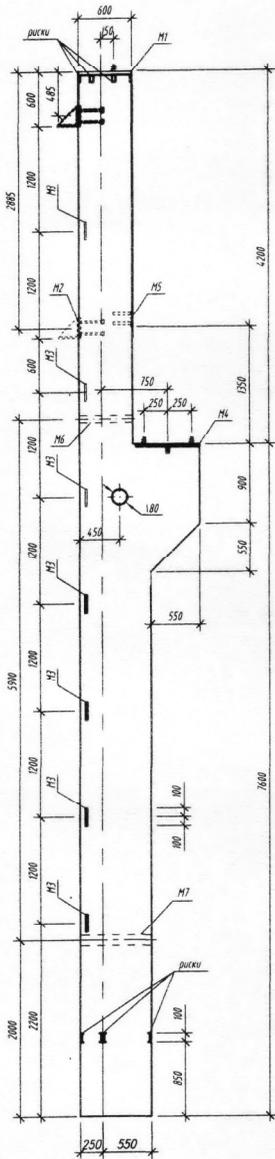
13-13



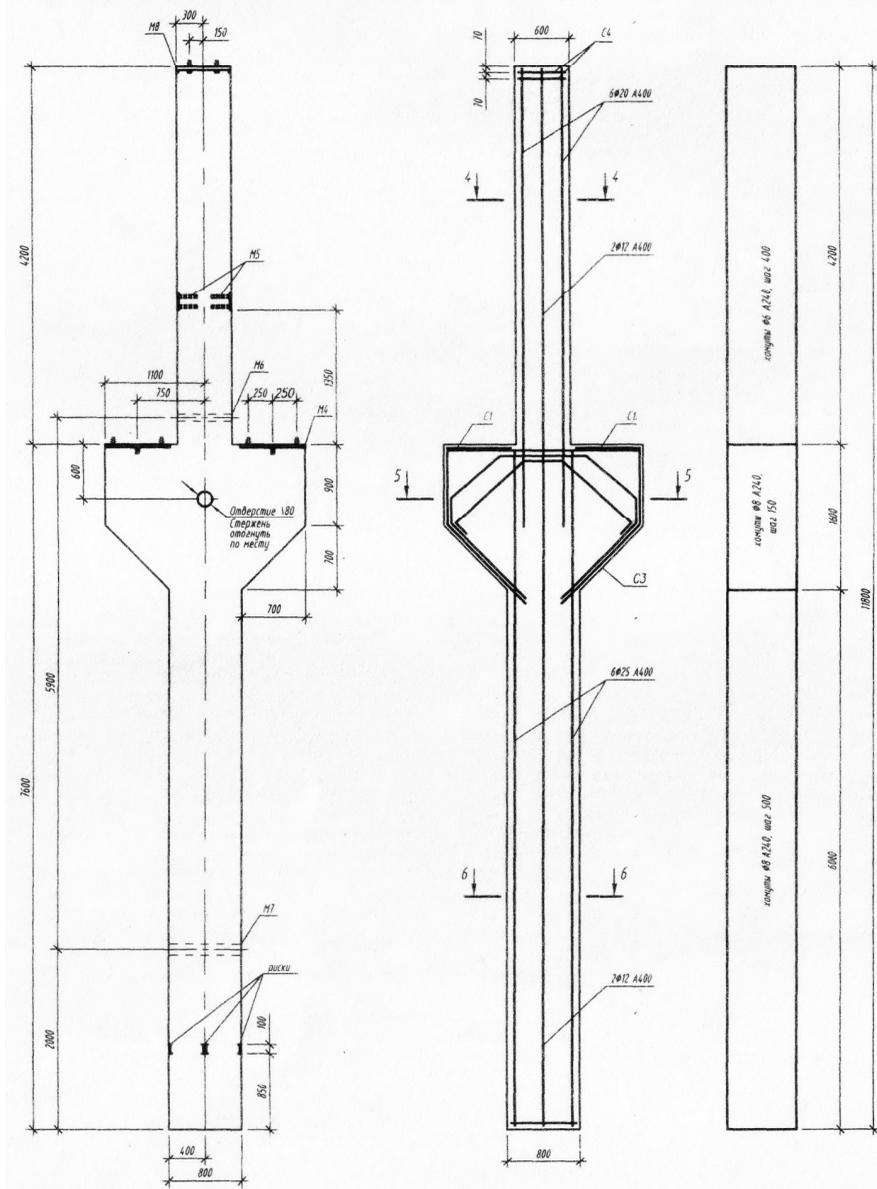
C-4

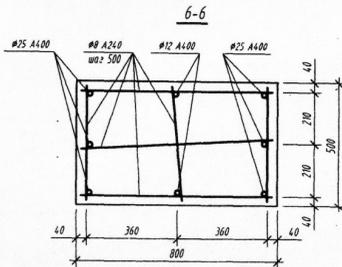
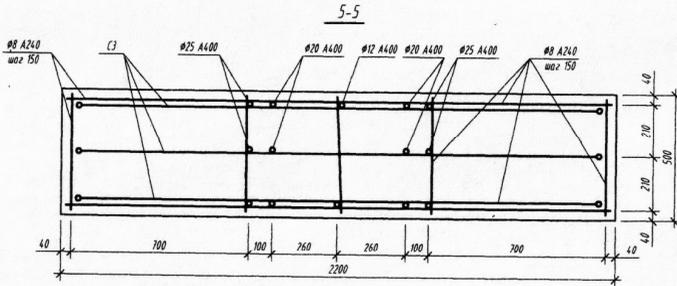
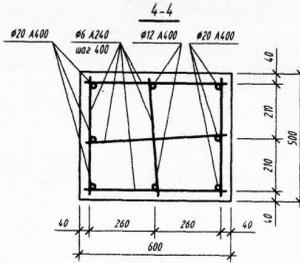
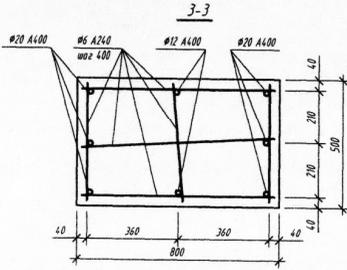
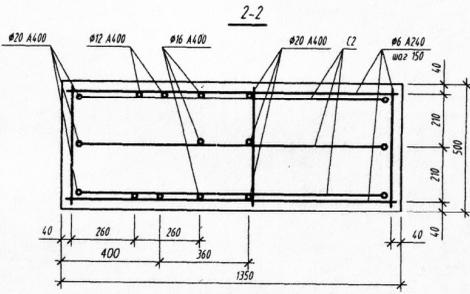
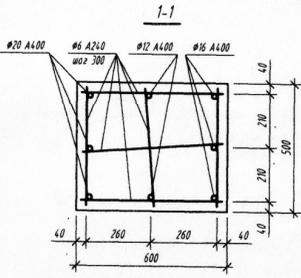


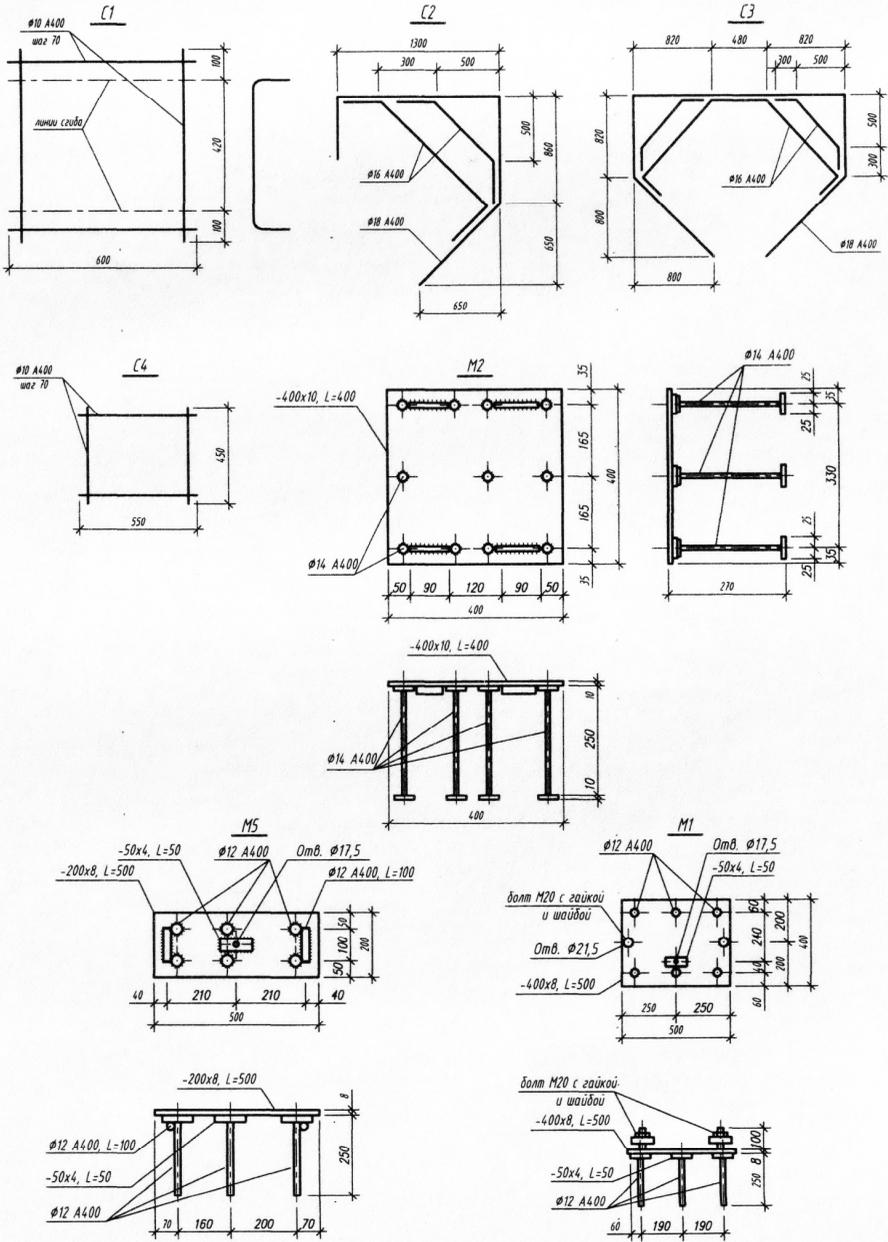
4.8. Сплошная колонна крайнего ряда



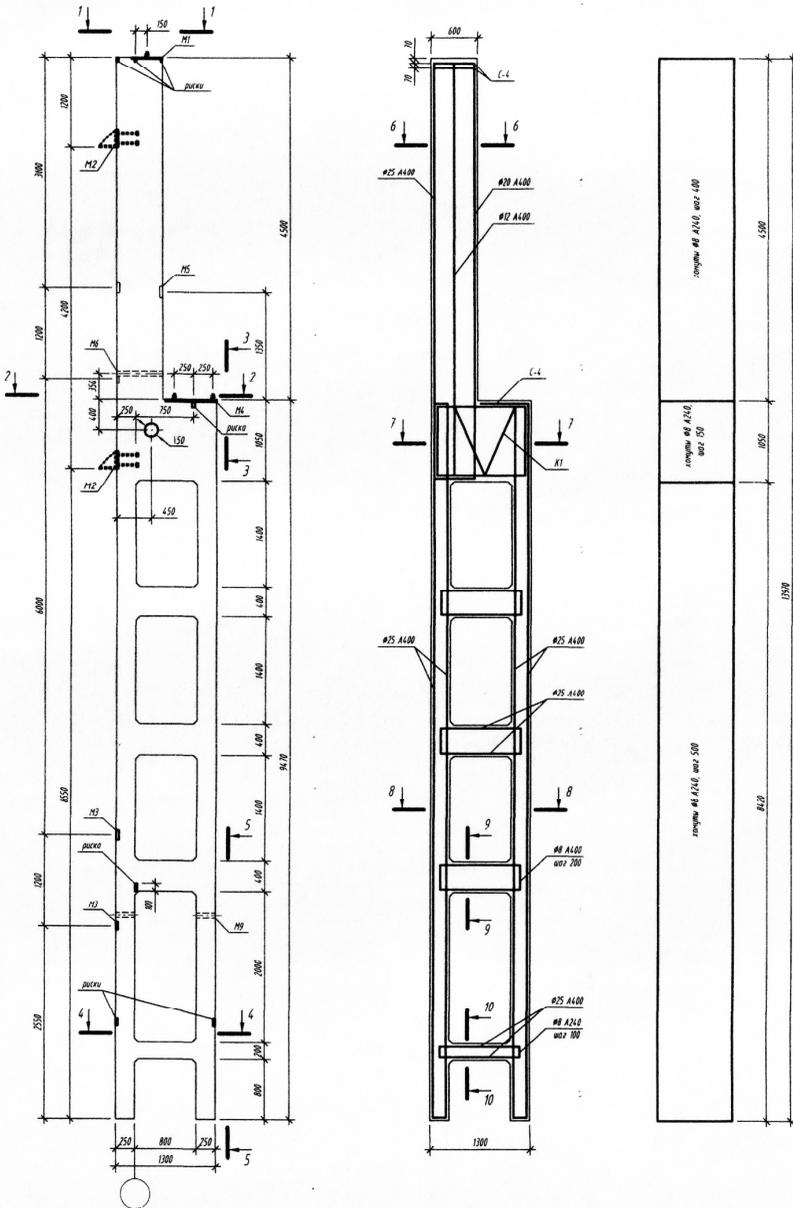
4.9. Сплошная колонна среднего ряда

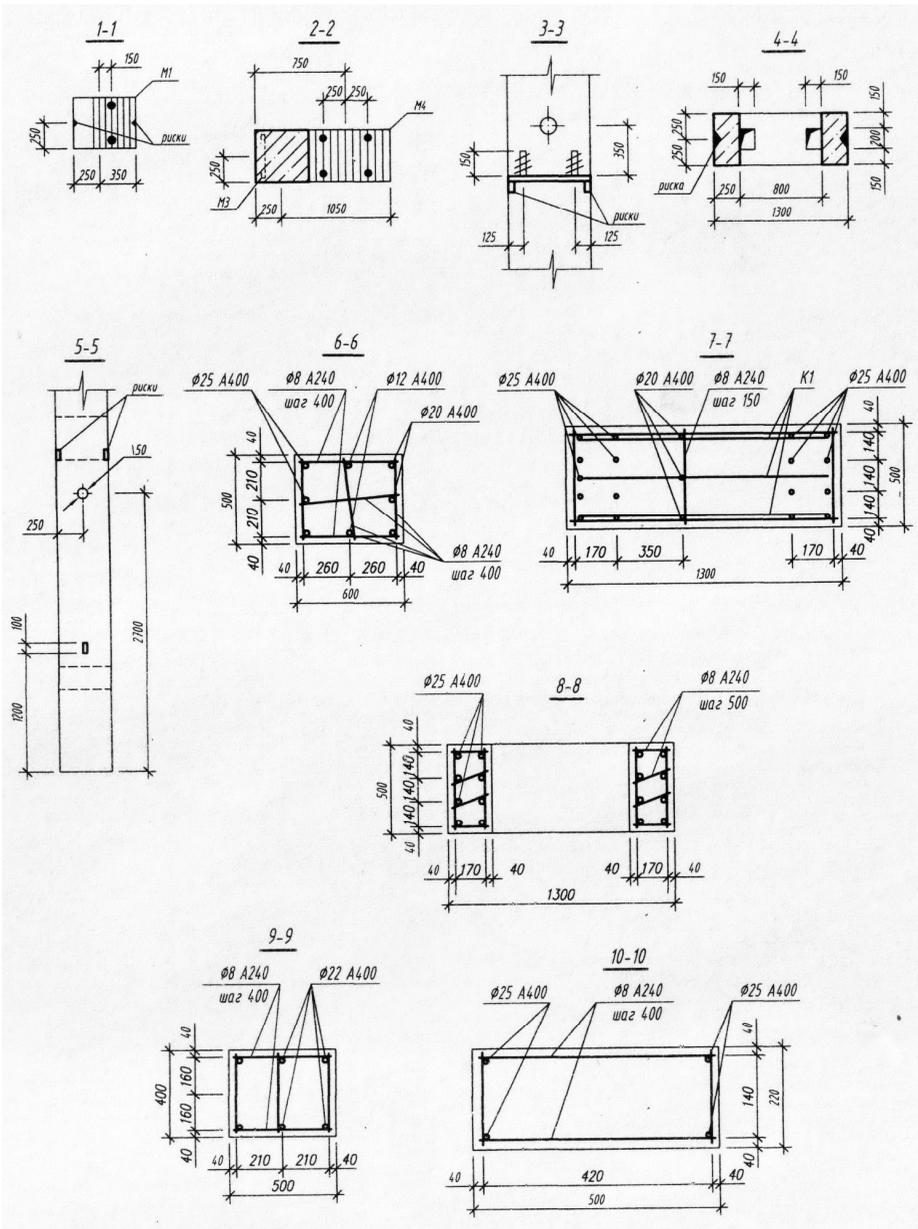




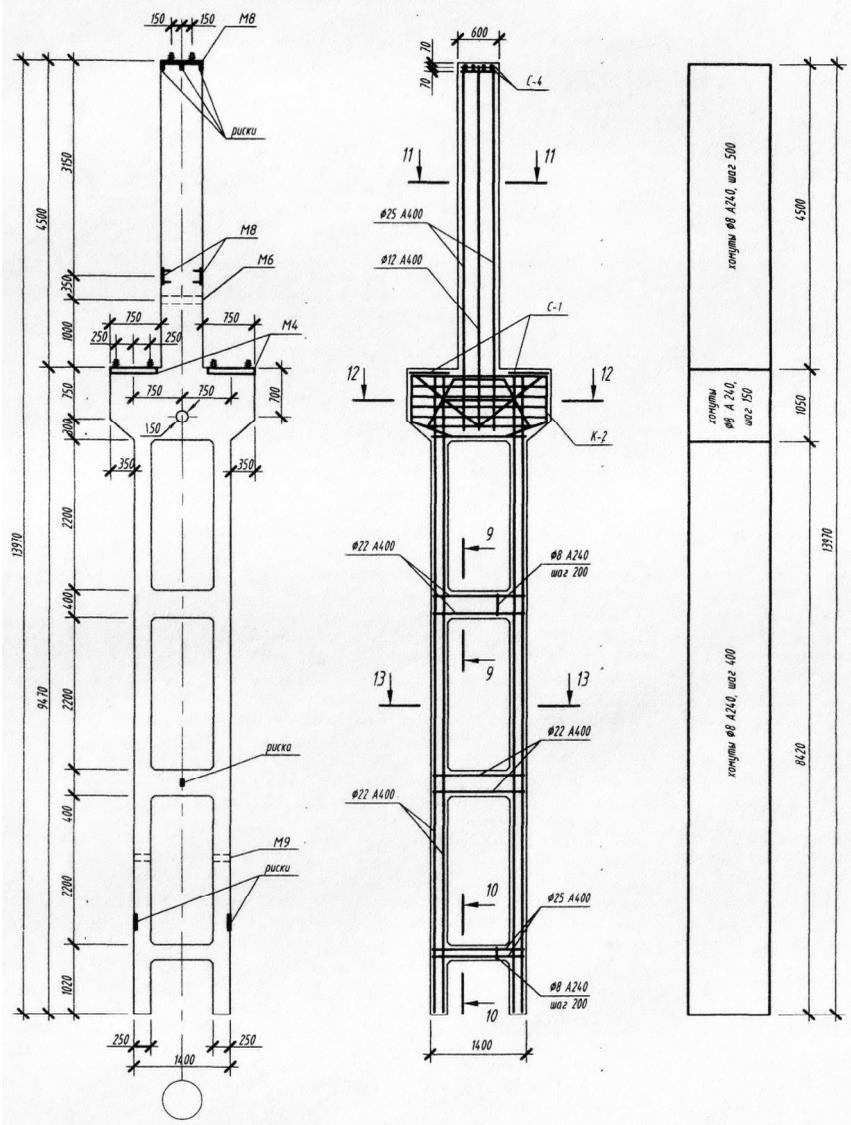


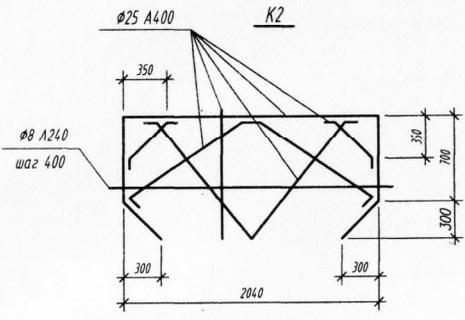
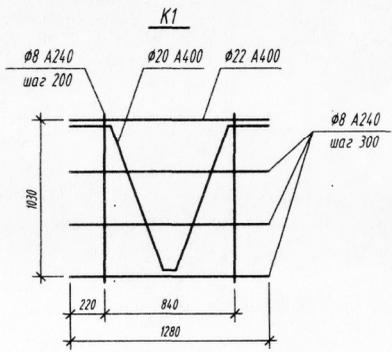
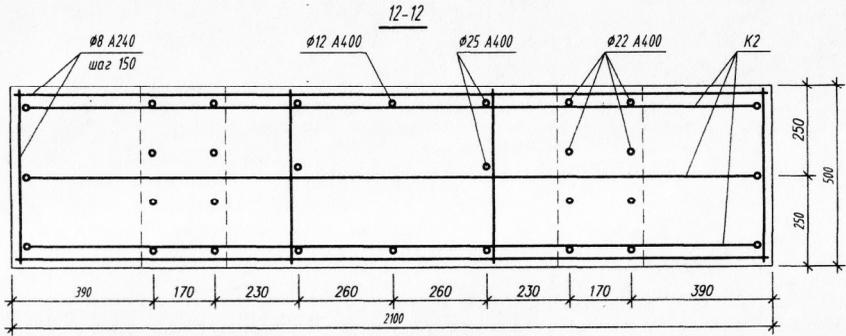
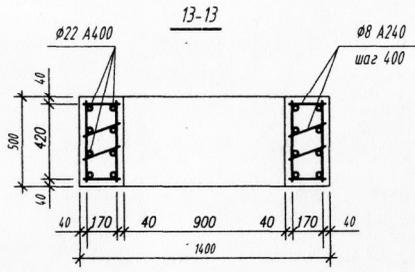
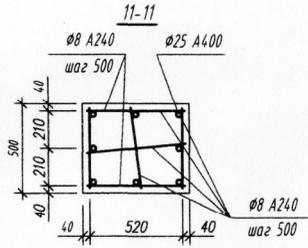
4.10. Двухветвевая колонна крайнего ряда



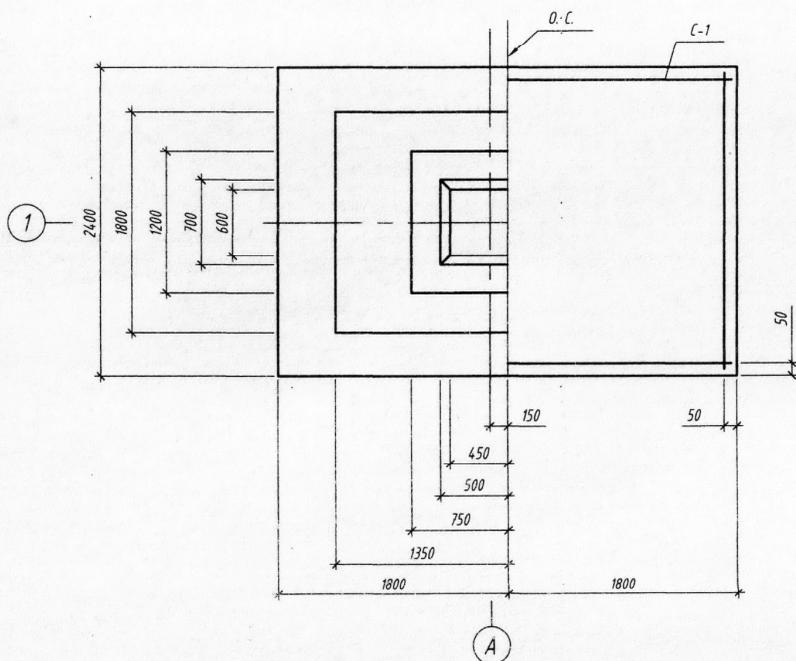
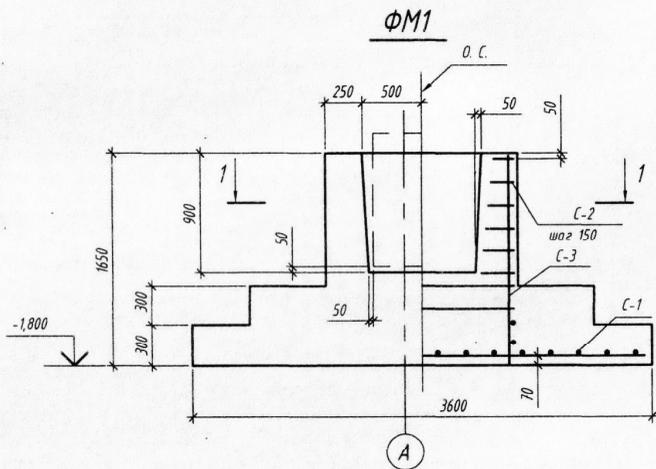


4.11. Двухветвевая колонна среднего ряда

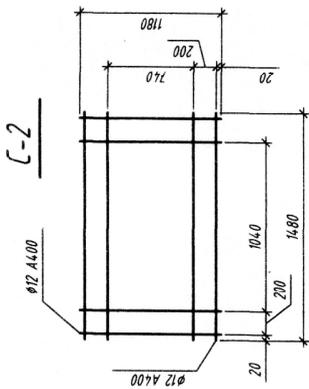




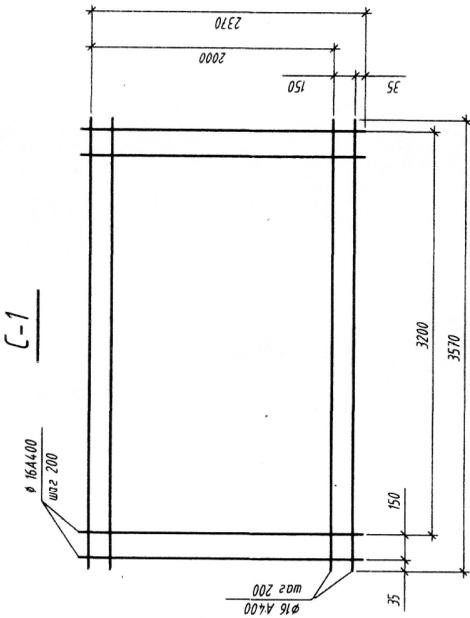
4.12. Фундамент стаканного типа



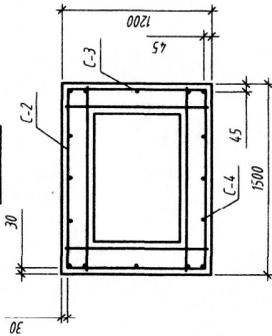
C-2



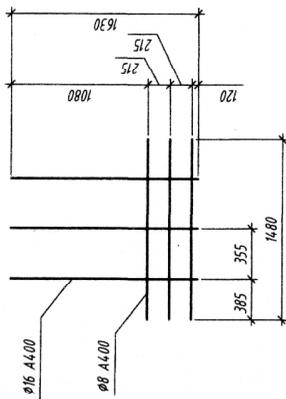
C-1



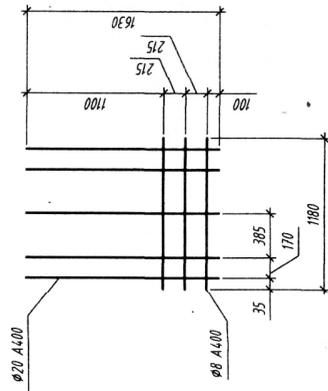
1-1



C-4



C-3



4.13. Примечания

1. Конструкции запроектированы из тяжелого бетона классов: плиты и балки покрытия – В30; колонны – В25; фундаменты – В15.
2. Плиты и балки покрытия выполнить предварительно напряженными механическим методом с передачей усилия на упоры. Величина начального контролируемого напряжения в арматуре должна составить: в плитах покрытия – 450 МПа, в балках 500 МПа.
3. Все каркасы и сетки запроектированы сварными; сварка – контактная, точечная.
4. Стыки сборных конструкций друг с другом предусмотрены шарнирными, выполняемыми посредством сварки закладных деталей. Стыки сборных колонн с монолитными фундаментами выполнить жесткими путем замоноличивания зазоров между стенками стаканов и колонной бетоном на щебне мелкой фракции класса В15.
5. Швы между сборными конструкциями тщательно зачеканить мелкозернистым бетоном класса В15.
6. Передаточная и отпускная прочность бетона сборных конструкций – не ниже 70% от проектной.
7. Все закладные детали – оцинкованные. После сварки закладных деталей поврежденное антикоррозийное покрытие восстановить.
8. Основания фундаментов являются суглинки с расчетным давлением на грунт 180 кПа.
9. Все конструкции здания запроектированы для 3-го района по снеговой нагрузке и для 2-го по ветровой.
10. При производстве и приемке работ по устройству монолитных фундаментов и монтаже сборных конструкций руководствоваться требованиями СП 70.13330.2012 “Несущие и ограждающие конструкции”.

		185							
		20	20	15	10	70	15	15	20
		Курсовой проект по ЖБК							
		Несущие конструкции одноэтажного пром. здания							
Разраб. Проверил	Степанов Петров	Рабочие чертежи конструкций					Стадия Ч	Лист 1	Листов 2
		Маркировочные схемы; плита П1; балка Б1					БГТУ, каф. ПГС группа С-42		
5x11=55									

Приложения

Приложение 1

Нормативные, расчетные сопротивления и начальные модули упругости бетона

Виды сопротивления		Класс бетона по прочности на сжатие										
		B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Нормативные значения сопротивления бетона и его расчетные значения для предельных состояний второй группы	Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}, R_{b,ser}$, МПа	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Растяжение осевое $R_{bt,n}, R_{bt,ser}$, МПа	0,85	1,1	1,35	1,55	1,75	1,95	2,1	2,25	2,45	2,6	2,75
Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы	Сжатие осевое (призменная прочность) R_p , МПа	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
	Растяжение осевое R_{bt} , МПа	0,56	0,75	0,90	1,05	1,15	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа		19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Нормативные и расчетные сопротивления, модули упругости арматуры

Класс арматуры	Нормативное сопротивление R_s^a , МПа	Расчетные сопротивления, МПа			Модуль упругости E_s , МПа
		растяжению		сжатию R_{sc}	
		продольной и отогнутой R_s	поперечной и отогнутой R_{sw}		
A240	240	210	170	200	200 000
A400	400	350	280	355	200 000
A500	500	435	300	435	200 000
A600	600	520	–	400	200 000
A800	800	695	–	400	200 000
A1000	1000	870	–	400	200 000
B500	500	435	300	390	200 000
Bp500	500	415	–	360	200 000
Bp1200	1200	1000	–	400	200 000
Bp1300	1300	1070	–	400	200 000
Bp1400	1400	1170	–	400	200 000
Bp1500	1500	1250	–	400	200 000
K1400	1400	1215	–	400	195000
K1500	1500	1300	–	400	195000
K1600	1600	1390	–	400	195000
K1700	1700	1475	–	400	195000

**Вспомогательная таблица для расчета нормальных сечений
изгибаемых элементов прямоугольного профиля**

$\xi = x / h_0$	$\eta = z_b / h_b$	A_0	$\xi = x / h_0$	$\eta = z_b / h_b$	A_0
0,01	0,995	0,010	0,37	0,815	0,301
0,02	0,990	0,020	0,38	0,810	0,309
0,03	0,985	0,030	0,39	0,805	0,314
0,04	0,980	0,039	0,40	0,800	0,320
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,970	0,058	0,42	0,790	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,960	0,077	0,44	0,780	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,10	0,950	0,095	0,46	0,770	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,940	0,113	0,48	0,760	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,370
0,14	0,930	0,130	0,50	0,750	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,380
0,16	0,920	0,147	0,52	0,740	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,390
0,18	0,910	0,164	0,54	0,730	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,20	0,900	0,180	0,56	0,720	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,890	0,196	0,58	0,710	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,880	0,211	0,60	0,700	0,420
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,870	0,226	0,62	0,690	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,860	0,241	0,64	0,680	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,30	0,850	0,255	0,66	0,670	0,442
0,31	0,845	0,262	0,67	0,665	0,446
0,32	0,840	0,269	0,68	0,660	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,655	0,452
0,34	0,830	0,282	0,70	0,650	0,455
0,35	0,825	0,289			
0,36	0,820	0,295			

Сортамент арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Масса, кг	Диаметр, мм	Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали классов						Сортамент арматур- ной про- волочки	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A240	A400	A500	A600	A800	A1000	B500	B1200- B1500
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052	3	—	—	—	—	—	—	×	×
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	4	—	—	—	—	—	—	×	×
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144	5	—	—	—	—	—	—	×	×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	×	×	—	—	—	—	×	×
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7	—	—	—	—	—	—	×	×
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	×	×	—	—	—	—	×	×
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	—	—	—	—	—	—	×	—
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	10	×	×	×	×	×	×	×	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	×	×	×	×	×	×	×	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	×	×	×	×	×	×	×	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	16	×	×	×	×	×	×	×	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	18	×	×	×	×	×	×	×	—
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	×	×	×	×	×	×	×	—
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	×	×	×	×	×	×	×	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	25	×	×	×	×	×	×	×	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834	28	×	×	×	×	×	×	×	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	32	×	×	×	×	×	×	×	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990	36	×	×	×	×	—	—	—	—
40	12,52	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,870	40	×	×	×	×	—	—	—	—

Примечание: знаком × отмечены прокатываемые профили

Библиографический список

1. *Байков В.Н.* Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
2. *Бондаренко В.М.* Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для студентов по спец. «Промышленное и гражданское строительство» / В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М.: Высшая школа, 1987. – 384 с.
3. *Гольшев А.Б.* Проектирование железобетонных конструкций: справочное пособие / А.Б. Гольшев и др. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1990. – 544 с.
4. *Смоляго Г.А.*. Основы курса «Железобетонные и каменные конструкции»: учеб. Пособие / Г.А. Смоляго, В.И. Дронов. – Белгород: Изд-во БГТУ им В.Г. Шухова, 2011. – 203 с.
5. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / под ред. А. Я. Барашикова. – Киев: Віща школа, 1987. – 416 с.
6. *Дрозд Я.И.* Предварительно напряженные железобетонные конструкции: учеб. пособие для вузов / Я. И. Дрозд, Г. П. Пастушков. – 3-е изд. перераб. и доп. – Минск: Вышэйшая школа, 1984. – 208 с.
7. Оформление учебно-конструкторской документации: учеб. пособие / В.А. Губкин, И.П. Авилова, Н.В. Солодов, А.Е. Наумов. – Белгород: Изд-во БелГТАСМ, 1999. – 103 с.
8. *Улицкий И.И.* и др. Железобетонные конструкции. – Киев: Будівельник, 1973. – 992 с.
9. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – 155с.
10. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М., 2011. – 80 с.
11. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. – М., 2005. – 304 с.
12. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. – М., 2005. – 202 с.
13. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. – М., 2011. – 12.

Учебное издание

Расчет и конструирование несущих железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов заочной формы обучения с применением дистанционных технологий направления бакалавриата 270800 — Строительство профиля подготовки «Промышленное и гражданское строительство»

Составители: **Смоляго** Геннадий Алексеевич
Дронов Василий Иванович

Подписано в печать 24.03.16 Формат 60×84/16. Усл. печ. л. 4,3. Уч.-изд. л. 4,6.
Тираж 75 экз. Заказ Цена

Отпечатано в Белгородском государственном технологическом университете
им. В.Г. Шухова
308012, г. Белгород, ул. Костюкова, 46