

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ

Донецкий национальный технический университет
Национальный горный университет
Национальный технический университет Украины
Донбасский государственный технический университет

Кафедры: "Строительство шахт и подземных сооружений" ДонНТУ
"Строительных геотехнологий и геомеханики" НГУ
"Геотехнологий и геотехнического строительства" НТУУ
"Геомеханики" ДонНТУ
"Строительных геотехнологий и горных сооружений" ДГТУ

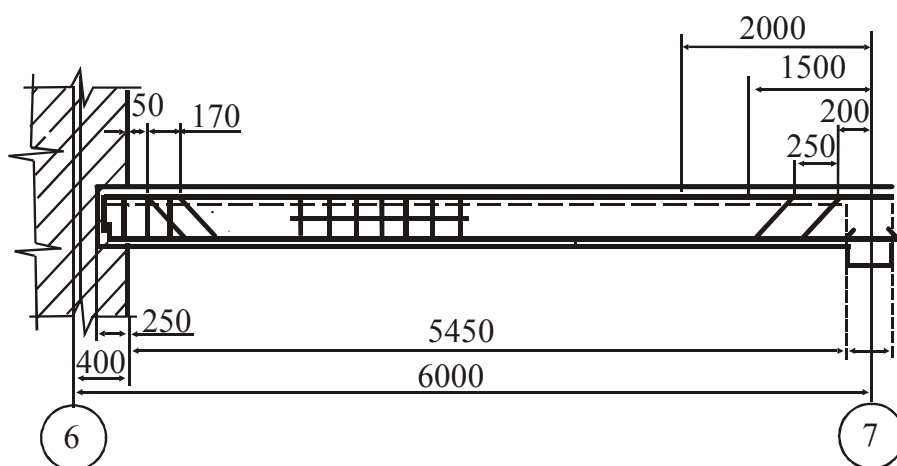


МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению расчетно-графической работы по курсу
«Строительные конструкции»

Часть 1

Расчет монолитного железобетонного перекрытия



Донецк – Днепропетровск – Киев – Алчевск – 2004

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ

Донецкий национальный технический университет
Национальный горный университет
Национальный технический университет Украины
"Строительных геотехнологий и горных сооружений" ДГТУ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению расчетно-графической работы по курсу
«Строительные конструкции»

Часть 1

Расчет монолитного железобетонного перекрытия

[для студентов специальности 7.090303
"Шахтное и подземное строительство"
и 7.050201 "Менеджмент организаций"]

УТВЕРЖДЕНО:

На заседании кафедры "Строительство шахт и подземных сооружений" ДонНТУ Протокол №4 от " 25 " октября 2004 г	На заседании кафедры "Геотехнологий и геотехнического строительства" НТУУ Протокол №4 от " 18 " октября 2004 г	На заседании кафедры "Строительных геотехно- логий и геомеханики" НГУ Протокол № 4 от " 10. " октября 2004 г	На заседании кафедры "Строительных геотехноло- гий и горных сооружений" ДГТУ Протокол № 5 от " 20. " октября 2004 г
Рекомендовано к изданию комиссией специальностей 7.090303, 7.050201 ДонНТУ Протокол № 2 от " 13 " октября 2004 г	Рекомендовано к изданию Учебно-издательским Советом НТУУ Протокол №12 от " 21 " октября 2004 г	Рекомендовано к изданию Научно-методическим управлением НГУ Протокол № 15 от " 20 " октября 2004 г	Рекомендовано к изданию Учебно-издательским Советом ДГТУ Протокол № 13 от " 21 " октября 2004 г
Рекомендовано к изданию Учебно-издательским Советом ДонНТУ Протокол № от " " 2004 г			

Донецк – Днепропетровск – Киев – Алчевск – 2004

УДК 622.2.002(071)

Методические указания к выполнению расчетно-графической работы по курсу “Строительные конструкции” Ч.1 (для студентов специальности 7.090303 «Шахтное и подземное строительство»)/ Сост.: С.В. Борщевский , С.Н. Рева, В.И. Каменец, А.М. Самедов, В.Б. Волошин, Я.В. Буланенков / Под общей редакцией Борщевского С.В.- Донецк: ДонНТУ 2004-36с.

Состоит из общих указаний о порядке выполнения расчетно-графической работы, рекомендаций по содержанию разделов, расчетных формул, справочного материала, требований к оформлению работы, варианты заданий. В приложении приведены приммеры армирования различных железобетонных элементов.

Составители:

С.В. Борщевский, доц.,
С.Н. Рева, доц.,
В.И. Каменец, доц.,
А.М. Самедов, проф.,
В.Б. Волошин, доц.,
Я.В. Буланенков, асп.

Отв. за выпуск

Н.Р. Шевцов, проф.,
А.Н. Шашенко, проф.,
В.Г. Кравец, проф.,
Г.Г. Литвинский, проф.

Рецензент

И.Ф. Ярембаш., проф.

ВВЕДЕНИЕ

Развитие народного хозяйства Украины требует дальнейшего совершенствования различных областей промышленности и в частности строительства горных предприятий, представляющих сложные комплексы горных выработок и технологически связанных с ними наземных строений и сооружений. Поэтому горный специалист-строитель должен уметь не только организовывать комплекс работ по строительству и реконструкции шахт и подземных сооружений, но и разбираться в вопросах проектирования, как предприятия в целом, так и современных строительных конструкций, а также их видов, и средствах возведения индустриальными методами, которые обеспечивают оптимальное решение проектируемого предприятия.

Все эти вопросы рассматриваются в комплексной дисциплине "Проектирование и строительство горно-технических зданий и сооружений", которая состоит из трех отдельных курсов: "Строительные конструкции", "Горно-технические здания и сооружения" и "Технология строительного производства".

Целью курса "Строительные конструкции" являются изучение основных положений расчета и конструирование элементов бетонных, железобетонных, стальных, деревянных, каменных и армокаменных строительных конструкций, которые применяются в строениях и сооружениях горных предприятий, а также вопросов выбора и расчета оснований и фундаментов.

Задача курса состоит в том, чтобы студент, после изучения курса, был способный правильно решать вопросы выбора, расчета и конструирования элементов эффективных строительных конструкций, обеспечивая их необходимую долговечность, экономичность и минимальную трудоемкость возведения.

Изучение материала курса выполняется студентами с использованием прежде полученных знаний в области строительных материалов, сопротивления материалов и строительной механики. Мера подготовки студентов для решения практических задач, которые касаются расчета и конструирования элементов основных несущих конструкций строений и сооружений, характеризуется расчетно-графической работой. Эта работа выполняется студентами по индивидуальному заданию с использованием настоящих методических указаний.

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАБОТЕ

Расчетно-графическая работа состоит из пояснительной записки и графической части и предусматривает проектирование междуэтажного перекрытия промышленного здания с неполным каркасом (или отдельных его элементов по заданию руководителя), когда крайние ряды стоек каркаса заменяются несущими стенами.

В расчетно-пояснительной записке необходимо обосновать выбор сетки колонн и схемы балочной клетки перекрытия, с определением и сравнением тех-

нико-экономических показателей. Для принятой схемы и конструкции выполняется подробный статический расчет проектируемых элементов и узлов их сопряжения, с приведением расчетных схем, эпюр расчетных усилий, необходимых эскизов рассчитываемых элементов, наименованием вычислений, производимых по формулам, и ссылок на используемую литературу.

Объем графической части – 1...2 листа чертежей формата А3; объем расчетно-пояснительной записки 15...25 страниц формата А4.

На чертеже необходимо показать:

- сетку колонн и схему балочной клетки (маркировочная схема) для вариантов с железобетонными и стальными балками;

- рабочие чертежи монолитной плиты или сборного железобетонного настила, железобетонных и стальных второстепенной и главной балок, железобетонной и стальной колонны и фундамента под железобетонную или стальную колонну;

- узлы-сопряжения: второстепенной и главной балок и балок с колонной для варианта стальной конструкции;

- настила с балкой и балки с колонной - для варианта сборной железобетонной конструкции;

- спецификацию материалов, и выборку отправочных (монтажных) марок - для вариантов стальной и сборной железобетонной конструкции. (Для варианта железобетонной конструкции выборка марок не требуется).

Работа должна выполняться в соответствии с нормами на проектирование железобетонных и стальных конструкций (СНиП 2.03.01-85 и СНиП 2.01.07-85). Кроме норм, можно пользоваться учебниками по курсам: "Строительные конструкции", "Железобетонные конструкции" и "Стальные конструкции", рекомендованными для строительных техникумов, а также различными справочниками для мастеров и инженеров-строителей.

I. ВЫБОР СЕТКИ КОЛОНН И СХЕМЫ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

1.1. Выбор сетки колонн

Промышленные здания необходимо проектировать в соответствии с унифицированными габаритными схемами, которые составлены исходя из удобства эксплуатации помещения, требований унификации строительных конструкций и технико-экономических показателей.

I. Сетку колонн, располагаемых внутри помещения для поддержания перекрытий, и схему балочной клетки перекрытия в общем случае выбирают исходя из удобства эксплуатации помещения, требований унификации строительных конструкций и технико-экономических показателей.

При временной нормативной нагрузке $P_n=50...150 \text{ Н/м}^2$ - рекомендуется сетка колонн 6х6 и 9х6 м; при $P_n=150...250 \text{ Н/м}^2$ следует принимать сетку колонн 6х6 м.

Такая сетка колонн соответствует размерам типовых сборных — железобетонных настилов ребристой конструкции и может быть принята также для перекрытия с монолитной плитой.

2. При выборе схемы балочной клетки главные балки должны располагаться по колоннам - в продольном или поперечном направлении помещения. Второстепенные балки располагаются перпендикулярно главным балкам, с шагом $l_n = 1,5 \dots 3,0$ м. и служат опорами для плиты. При сборной конструкции балочная клетка состоит обычно только из главных балок, так как функции второстепенных балок и плиты совмещаются в конструкцию сборного настила.

3. Техничко-экономические показатели, определяющие целесообразность любой конструкции зависят от расхода материалов, трудоемкости выполнения и стоимости конструкции.

Приблизенно, для сравнения возможных вариантов перекрытия, в данной работе можно ограничиться только степенью унификации конструкций и расходом бетона.

Степень унификации пролетов плиты, типов сборного настила и балок определяется схемой балочной клетки, а расход бетона подсчитывают по объему принятых конструктивных элементов перекрытия.

Толщину h_n монолитной железобетонной плиты, при временной нормативной нагрузке $P_n = 50 \dots 200$ Н/м² принимают от 70 до 100 мм, кратной 10. Размеры поперечного сечения балок принимают в зависимости от пролета l и условий работы:

для главных балок высота сечения $h_{аб} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) \cdot l_{но}$

для второстепенных балок высота сечения $h_{в.б} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{16} \right) \cdot l_{в.б}$

для главных и второстепенных балок $b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) \cdot h_{б}$.

Полученные таким образом размеры сечения округляют применительно к типовым, приведенным в табл.1.1.

Таблица 1.1 - Типовые сечения балок

Высота сечения, мм	Ширина сечения, мм				
	200	250	300	350	400
400	+				
500	+	+			
600	+	+	+		
700		+	+	+	
800			+	+	+

Примечание. Балки сечением больше 800х400 мм в данной работе не рекомендуются.

Размеры сечения колонны принимают в зависимости от величины нагрузки на колонну и возможности опирания балок.

Типовые размеры сечений колонн приведены в табл.1.2.

Таблица 1.2 - Типовые сечения колонн

Высота сечения, мм	Ширина сечения, мм			
	300	400	500	600
300	+			
400		+		
500		+	+	
600		+	+	+

Примечание. Сечения колонн с размерами меньше 300х300 мм и больше 600х600 в данной работе не рекомендуются.

Для сборного железобетонного настила расход бетона принимает по данным каталогов на сборные железобетонные конструкции или определяют по размерам, приведенным на чертежах в учебниках и справочной литературе.

Расход бетона на фундамент под колонну определяют в зависимости от величины нагрузки, передаваемой колонной на фундамент, и принимают $V_{в.ф} = 0.05 \sum (G + P)$, где $\sum (G + P)$ - сумма G постоянных и временных P нагрузок, определяемых по грузовой площади перекрытий, поддерживаемых колонной.

4. Для дальнейшей разработки - статического расчета; и конструирования - принимают перекрытие по схеме, которая при сравнении технико-экономических показателей окажется наиболее рациональной. При этом необходимо учитывать также и конструктивные соображения. Пример оформления схемы балочной клетки приведен в приложении А, рис.1.

1.2. Выбор схемы балочной клетки

Размещение второстепенных и главных балок в плане перекрываемого помещения может быть различным: в продольном или поперечном направлении. Главные балки опираются на колонны и несущие стены. Второстепенные балки располагаются перпендикулярно главным.

При выборе схемы балочной клетки следует принимать рекомендуемые пролеты элементов железобетонного перекрытия: для железобетонных балочных плит $l_n = 1,5 \dots 3,0$ м; для второстепенных балок $l_{в.б.} = 5 \dots 7$ м; для главных балок $l_{г.б.} = 6 \dots 9$ м. При уточнении пролетов балок и плит необходимо исходить из положений модульной системы, принятой для данного типа сооружений, (модуль $M=100$ мм).

Балочные сборные перекрытия выполняются из панелей или настилов, уложенных поверху или на полки ригелей.

Ригели опираются на колонны и являются главными балками. Функции второстепенных балок и плиты выполняют элементы сборного настила.

Размеры поперечного сечения элементов перекрытия ориентировочно могут быть определены следующим образом.

Толщина плиты принимается от 6 до 10 см, кратная 10 мм. Высота второстепенной и главной балок принимается 0,4...0,8 м, кратная 50 мм при высоте

балки до 0,5 м и кратная 100 мм при высоте балки более 0,5 м. Ширина сечения балок ориентировочно принимается так:

$$b_{б.б.} = (0.4 \dots 0.5) h_{б.б.} \text{ м}; \quad b_{з.б.} = (0.4 \dots 0.5) h_{з.б.} \text{ м}.$$

Ширину сечения балок рекомендуется принимать равной 0,100; 0,120; 0,150; 0,180; 0,200; 0,250 м и далее через 50 мм. Размеры сторон сечения колонны при их величине до 0,5 м принимаются кратными 50 мм, при больших величинах кратными 100 мм. Сечения колонн с размерами меньше 0,3х0,3 м и больше 0,6х0,6 в данной работе принимать не следует. Пример оформления схемы балочной клетки приведен в приложении.

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПЕРЕКРЫТИЯ

Расчетная нагрузка, действующая на перекрытие, воспринимается плитой, которая передает ее в виде распределенной нагрузки, на второстепенные балки. Последние передают приходящуюся на них нагрузку в виде сосредоточенных грузов на главные балки, которые в свою очередь передают усилия на колонны. Расчет элементов принятой конструкции железобетонного ребристого перекрытия выполняют в последовательности передачи расчетных нагрузок. Расчет каждого элемента выполняют в следующем порядке:

- выбор расчетной схемы элемента;
- определение расчетных усилий;
- расчет сечения и арматуры по прочности и конструирование элемента.

2.1. Плита монолитного ребристого перекрытия

2.1.1. Выбор расчетной схемы плиты

Плита монолитного ребристого перекрытия является монолитной многопролетной плитой, опертой на ряд взаимоперпендикулярных опор (второстепенных и главных балок). Плиты, опертые по четырем сторонам, при отношении большего размера в плане к меньшему больше трех под сплошной нагрузкой деформируются подобно балочным конструкциям и работают в одном (коротком) направлении. При этом положении расчетная схема такой плиты принимается в виде неразрезной свободноопертой многопролетной балки шириной l м, нагруженный равномерно распределенной нагрузкой (рис.2.1).

Расчетные пролеты плиты принимаются равными:

- для средних пролетов - l_c - расстоянию в свету между второстепенными балками;

- для крайних пролетов при свободном опирании ее конца на плоскую опору l_k – пролету в свету, увеличенным на половину толщины плиты $(l_l + h_n/2)$.

Нагрузка на плиту складывается из постоянной и временной равномерно распределенных нагрузок. Постоянная нормативная нагрузка $\sum g^n$, (МН/м²) состоит из веса элементов перекрытия (пол, подготовка, звукоизоляция и т.п.) и веса железобетонной плиты. Временная нормативная нагрузка P^n , (МН/м²) принимается по заданию.

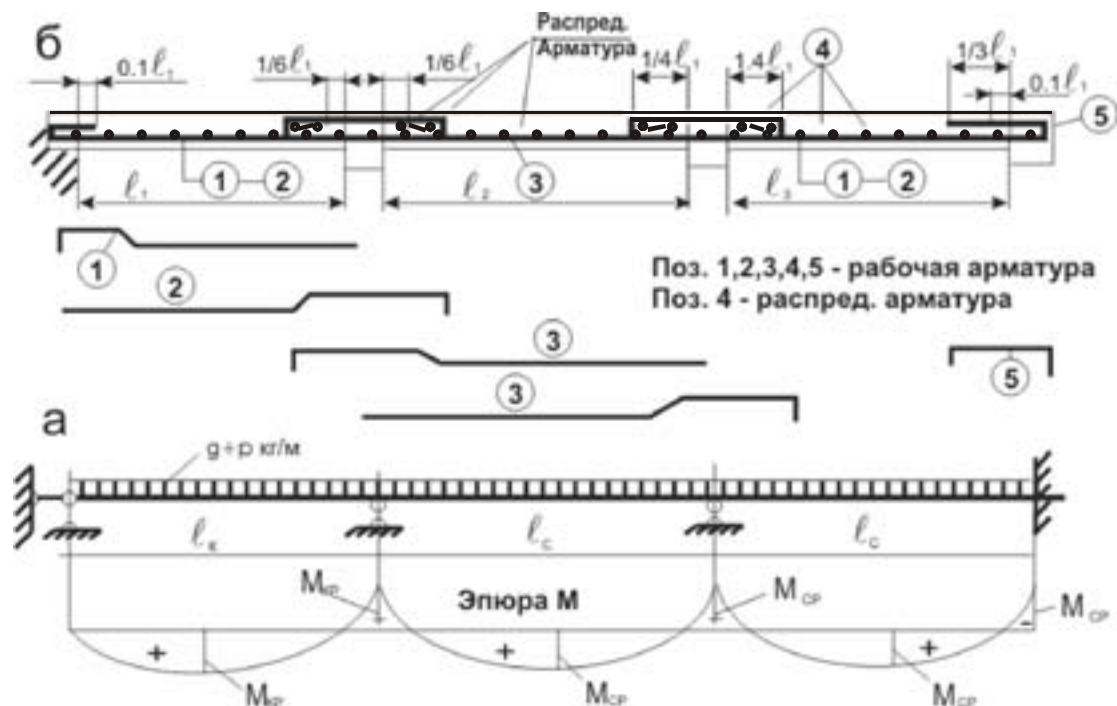


Рис.2.1 – Расчетная схема плиты монолитного ребристого перекрытия
Поз.1,2,3 – рабочая арматура, 4 – распределительная арматура

Расчетные нагрузки определяют для полосы плиты шириной $b_n = 1$ м и принимают равными:

- для постоянной нагрузки $g_{nl} = \sum g^h \cdot n_g \cdot 1,0$, (МН/м);
- для временной нагрузки $P_{nl} = P^h \cdot n_p \cdot 1,0$, (МН/м),

где $n_g = 1,1$, $n_p = 1,2$ - коэффициенты перегрузки для постоянной и временной нагрузок, принимаемые по нормам "Нагрузки и воздействия" действующих СНиП.

2.1.2. Определение расчетных усилий

Расчетными усилиями при расчете плиты являются изгибающие моменты и поперечные силы. В неразрезных балочных плитах при пролетах, отличающихся не более, чем на 20%, изгибающие моменты определяют с учетом перераспределения и выравнивания пролетных и опорных моментов, которые происходят вследствие развития пластических деформаций.

Изгибающие моменты в крайних пролетах и над первыми от края опорами

$$M_{кр} = \pm \frac{1}{11} (g_{nl} + P_{nl}) l_k^2, \quad (2.1)$$

Изгибающие моменты в средних пролетах и над средними опорами

$$M_{ср} = \pm \frac{1}{16} (g_{nl} + P_{nl}) l_c^2, \quad (2.2)$$

За расчетную поперечную силу принимают большее из значений:

$$Q_{KP} = 0,6 (g_{nl} + P_{nl}) l_k, \quad (2.3)$$

$$Q_{cp} = 0,5 (g_{nl} + P_{nl}) l_c, \quad (2.4)$$

где Q_{KP} -поперечная сила на первой промежуточной опоре слева, МН;

Q_{cp} -поперечная сила на первой промежуточной опоре справа и на всех остальных опорах, МН.

2.1.3. Расчет сечения плиты и требуемой площади сечения арматуры.

Для железобетонных конструкций применяются тяжелые бетоны класса по прочности на сжатие не ниже В7,5. В качестве основной рабочей арматуры обычных железобетонных конструкций следует принимать горячекатанную сталь классов А-II А-III и обыкновенную арматурную проволоку В-I и ВР-I. Соответствующие расчетные сопротивления бетона и арматуры приведены в табл. 2.1 и 2.2. Принятые параметры плиты должны обеспечивать выполнение условия восприятия поперечной силы бетоном.

Таблица 2.1 - Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы, МПа, в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие

Вид сопротивления	Обозначение расчетного сопротивления	Класс бетона по прочности на сжатие										
		В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50
Сжатие осевое (призмчатая прочность)	R_{np}	4,5	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5
Растяжение осевое	R_p	0,48	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,6

$$Q_{max} \leq 1.0 \cdot h_0 \cdot R_p, \text{ МН}, \quad (2.5)$$

где h_0 -рабочая высота плиты, м.

$$h_0 = h_n - a,$$

где a - расстояние от растянутой грани до центра арматуры, $a = 0,015$ м.

Расчет площади сечения арматуры выполняется в следующем порядке.

По величине расчетного изгибающего момента, принятым размерам поперечного сечения b и h_0 , марке бетона (расчетному сопротивлению R_{np}) определяют коэффициент A_0 по формуле:

Таблица 2.2 - Расчетные сопротивления арматурной стали для предельных состояний первой группы

Вид и класс стали	Расчетные сопротивления, МПа		
	Растянутой		Сжатой, $R_{a.c}$
	Продольной, поперечной при расчете на изгиб по наклонному сечению, R_a	поперечной при расчете на поперечную силу, $R_{a.x}$	
Горячекатанная круглая, Класа А-I.	225	175	225
Горячекатанная периодического профиля классов:			
А-II	280	225	225
А-III, d = 6...8мм	355	285	355
А-III, d = 10...40мм	365	290	365
А-IV	510	405	390
Проволока арматурная периодического профиля класса Вр-I, d, мм:			
3	375	270	375
4	370	265	365
5	360	260	360
Проволока высокопрочная круглая класса В-II, d,мм			
3	1240	990	390
4	1180	940	390
5	1100	890	390
6	1050	835	390
7	980	785	390
8	915	730	390
Проволока высокопрочная периодического профиля класса Вр-II, d,мм			
3	1200	970	390
4	1140	910	390
5	1050	835	390
6	980	785	390
7	915	735	390
8	850	679	390

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{np}} \quad (2.6)$$

В табл. 2.3 по найденному коэффициенту A_0 находят коэффициент γ_0 .

Таблица 2.3 - Таблица для расчета прямоугольных и тавровых сечений элементов из бетона и стали любых марок

α	r_0	γ_0	A_0	α	r_0	γ_0	A_0
0.01	10.00	0,995	0,010	0.29	2,01	0,885	0,248
0.02	7.12	0,990	0,020	0.30	1,98	0,850	0,255
0.03	5.82	0,985	0,030	0.31	1,95	0,845	0,262
0.04	5.05	0,980	0,039	0.32	1,93	0,840	0,269
0.05	5.05	0,975	0,048	0.33	1,90	0,835	0,275
0.06	4.53	0,970	0,058	0.34	1,88	0,830	0,282
0.07	4.15	0,965	0,067	0.35	1,86	0,825	0,289
0.08	3.85	0,960	0,077	0.36	1,84	0,820	0,295
0.09	3.61	0,955	0,085	0.37	1,82	0,815	0,301
0.10	3.41	0,950	0,095	0.38	1,80	0,810	0,309
0.11	3.24	0,945	0,104	0.39	1,78	0,805	0,314
0.12	3.11	0,940	0,113	0.40	1,77	0,800	0,320
0.13	2.98	0,935	0,121	0.41	1,75	0,795	0,326
0.14	2.88	0,930	0,130	0.42	1,74	0,790	0,332
0.15	2.77	0,925	0,139	0.43	1,72	0,785	0,337
0.16	2.68	0,920	0,147	0.44	1,71	0,780	0,343
0.17	2.61	0,915	0,155	0.45	1,69	0,775	0,349
0.18	2.53	0,910	0,164	0.46	1,68	0,770	0,354
0.19	2.47	0,905	0,172	0.47	1,67	0,765	0,359
0.20	2.41	0,900	0,180	0.48	1,66	0,760	0,365
0.21	2.36	0,895	0,188	0.49	1,64	0,755	0,370
0.22	2.21	0,890	0,196	0.50	1,63	0,750	0,375
0.23	2.26	0,885	0,203	0.51	1,62	0,745	0,380
0.24	2.22	0,880	0,211	0.52	1,61	0,740	0,385
0.25	2,18	0,875	0,219	0.53	1,60	0,735	0,390
0.26	2.10	0,870	0,226	0.54	1,59	0,730	0,394
0.27	2.07	0,865	0,234	0.55	1,58	0,724	0,400
0.28	2.04	0,860	0,241				

Зная величину γ_0 , определяют площадь продольной арматуры F_a по формуле

$$F_a = \frac{M}{\gamma_0 \cdot h_0 \cdot R_a} \quad (2.7)$$

По табл. 2.4 на I м ширины плиты выбирают от 6 до 12 стержней диаметром от 8 до 12 мм, площадь сечения которых примерно равна требуемой. При этом принимают не более двух диаметров и одинаковый шаг стержней во всех пролетах с обеспечением требуемого сечения арматуры на опорах за счет отги-

ба половины стержней (через один) из примыкающих к опоре пролетов. Выбранная таким образом площадь сечения арматуры $F_{aф}$ по технико-экономическим соображениям должна удовлетворять проценту армирования

$$\mu = \frac{F_{aф}}{1,0 \cdot h_0} \cdot 100 = (0,3...0,8)\%. \quad (2.8)$$

Таблица 2.4 - Сокращенный сортамент горячекатанных стержней.

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
14	1,339	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
18	2,245	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90
20	3,14	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21
25	4,909	9,82	14,73	19,03	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
28	6,16	12,32	18,48	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61
40	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09

Если условие не удовлетворяется, необходимо улучшить конструкцию плиты, изменяя толщину ее или шаг второстепенных балок, на которые опирается плита. Распределительную арматуру плиты принимают конструктивно диаметром 5...6 мм класса А-I. Укладывают в местах перегиба рабочих стержней, а на прямых участках с шагом 20...30 см. Площадь сечения распределительной арматуры должна составлять не менее 10% площади рабочей арматуры. Арматуру плиты располагают в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (рис.2.1). На эскизе плиты необходимо показать положение стержней в разрезе плиты и их выноску с указанием формы, диаметра, шага и номера позиции стержня. Защитный слой бетона для арматуры плиты - 10мм. Пример армирования плиты отдельными стержнями показан на рис.2. приложения А.

2.2. Второстепенная балка

2.2.1. Выбор расчетной схемы

Второстепенные балки в монолитном ребристом перекрытии опираются на главные балки и на несущие стены. Расчетная схема второстепенной балки определяется схемой балочной клетки и принимается в виде неразрезной сво-

бодноопертой балки, нагруженной равномерно-распределенной нагрузкой от плиты и собственного веса.

Расчетные пролеты второстепенных балок принимают равными расстоянию в свету, между главными балками, а при опирании крайней балки на стену - расстоянию от оси опоры на стене до грани главной балки.

Расчетные нагрузки, передаваемые на балку плитой, определяют по грузовой площади. С учетом собственного веса балки расчетные нагрузки на балку будут:

$$\text{постоянная} \quad g_{в.б} = (g_{пл} + 0,25P_{пл}) \frac{l_{1n} + l_{2n}}{2} + g_{св} \cdot n_g \quad (2.9)$$

$$\text{временная} \quad P_{в.б} = 0,75P_{пл} \frac{l_{1n} + l_{2n}}{2} \quad (2.10)$$

где l_{1n}, l_{2n} - шаг второстепенных балок ;

$g_{св}$ - вес одного метра второстепенной балки.

2.2.2. Определение расчетных усилий

Расчетными усилиями для второстепенной балки будут изгибающие моменты M и поперечные силы Q . Для определения M и Q в неразрезных балках, с учетом пластических деформаций, рекомендуется пользоваться табл.2.5. Поперечные силы по граням опор определяются по формулам:

$$\text{на крайней опоре} \quad Q_A = 0,4 (g_{в.б} + P_{в.б}) l_k, \text{ МН} \quad (2.11)$$

$$\text{на первой от края опоре} \quad Q_B^л = 0,6 (g_{в.б} + P_{в.б}) l_k, \text{ МН} \quad (2.12)$$

$$\text{на первой от края опоре справа и на всех промежуточных опорах (справа и слева)} \quad Q = 0,5 (g_{в.б} + P_{в.б}) l_{cp}, \text{ МН} \quad (2.13)$$

2.2.3. Расчет сечения второстепенной балки

Сечение продольной арматуры в растянутых зонах второстепенной балки определяют по наибольшим изгибающим моментам в пролетах и у опор балки. При расчете по положительным моментам сечение балки принимается тавровым, так как плита расположена в сжатой зоне. Расчетную ширину полки b_n принимают равной расстоянию между второстепенными балками l_n , но не более $1/3$ пролета балки и величины $b_{в.б} + 12h_n^I$.

Расчет зависит от положения нейтральной оси, которое определяется сопоставлением расчетного изгибающего момента M с моментом, воспринимаемым полкой балки таврового сечения.

$$M_n = R_{np} b_n h_n^I (h_0 - 0,5h_n^I). \quad (2.14)$$

При $M \leq M_n$ - нейтральная ось располагается в полке балки. В этом случае требуемое сечение продольной арматуры определяют по формулам (2.6) и (2.7) как для балки прямоугольного сечения шириной $b_{в.б} = b_n$.

Если $M > M_n$ - нейтральная ось располагается в ребре балки. Требуемое сечение продольной арматуры определяют с учетом работы сжатой части ребра. Для этого вычисляют $M_{св}$ - момент воспринимаемый сжатыми свесами полки и соответствующей им частью растянутой арматуры $F_{асв}$.

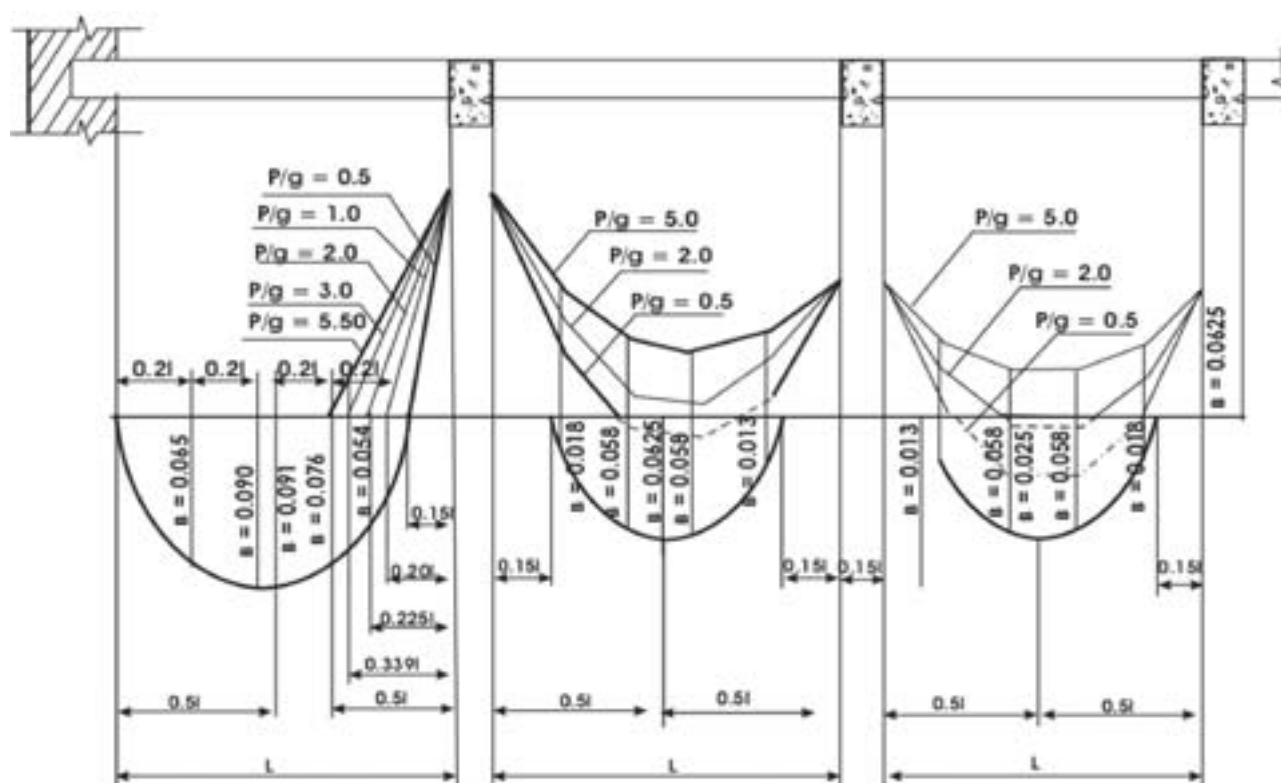
$$M_{cв} = (b_n - b)h_n^I R_{np} (h_0 - 0.5h_n^I). \quad (2.15)$$

Зная $M_{cв}$, вычисляют $F_{aсв}$

Таблица 2.5 - Значение коэффициентов β для построения эпюр моментов M в неразрезных балках с равномерной нагрузкой в зависимости от соотношения нагрузки P/g

Но- мера точек	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,091	-0,025	+0,011	+0,016	-0,008	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1,0	-0,091	-0,035	-0,005	+0,001	-0,018	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,091	-0,041	-0,014	-0,008	-0,024	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2,0	-0,091	-0,045	-0,020	-0,014	-0,028	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,091	-0,048	-0,023	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3,0	-0,091	-0,050	-0,027	-0,022	-0,033	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	-0,0625
3,5	-0,091	-0,052	-0,030	-0,025	-0,035	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4,0	-0,091	-0,053	-0,032	-0,026	-0,036	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-0,0625
4,5	-0,091	-0,054	-0,033	-0,028	-0,037	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5,0	-0,091	-0,055	-0,035	-0,029	-0,038	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

Эпюры моментов для равнопролетных неразрезных балок $M = \beta(g+P)l^2$



$$F_{aсв} = M_{cв} / R_a (h_0 - 0.5h_n^I) \quad (2.16)$$

Затем определяют $M_I = M - M_{cв}$ - момент, воспринимаемый сжатой зо-

ной ребра и соответствующей долей растянутой арматуры F_{a1} .

По формулам (2.6) и (2.7) определяют F_{a1}

Полное сечение растянутой арматуры равно $F_{a1} + F_{a\text{св}}$

В обоих случаях площадь сечения подобранной арматуры должна удовлетворять требованиям рационального процента армирования

$$\mu = \frac{F_a}{b \cdot h_0} 100 = (0.6 \dots 1.8) \% .$$

Диаметр стержней продольной арматуры принимают от 12 до 36 мм. Располагают арматуру согласно рекомендациям.

При расчете по отрицательным моментам сечение балки принимают прямоугольным, шириной $b_{с.б}$. Требуемое сечение продольной арматуры определяют по формулам (2.6) и (2.7).

Если при определении сечения опорной арматуры окажется, что определяемый по формуле (2.6) коэффициент $A_0 > 0,4$, то это значит, что прочность бетона сжатой зоны недостаточна. В этом случае необходимо учесть работу нижней арматуры, заводимой с пролета на опору, и опорное сечение балки рассчитывать как прямоугольное сечение с двойной арматурой. Укладку верхней арматуры над опорой производят не более чем в два ряда с расстоянием между стержнями в свету не менее диаметра стержня и не менее 30 мм, при защитном слое бетона равном 20...25 мм.

Перед расчетом поперечной арматуры необходимо проверить прочность балки на действие наклонных сжимающих усилий по условию

$$Q \leq 0.35 b h_0 R_{np} . \quad (2.17)$$

Если условие не удовлетворяется, необходимо увеличить высоту сечения.

В случае, когда поперечная сила может быть воспринята одним бетоном, поперечная арматура принимается без расчета - конструктивно. Это может быть при условии

$$Q \leq 0.6 b h_0 R_p . \quad (2.18)$$

Если это условие не выполняется, то поперечную арматуру необходимо рассчитывать.

При армировании балки хомутами и отгибами хомуты принимают конструктивно.

При высоте балки $h \leq 0.45\text{м}$ расстояние между хомутами должно быть не более $0,5h$ и не более 150 мм, а при большей высоте не более $1/3 h$ и не более 300 мм.

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами и бетоном вместе

$$Q_{x.б} = \sqrt{8bh_0^2 R_p q_x} , \quad (2.20)$$

где q_x - усилие, воспринимаемое хомутами на единице длины балки.

$$q_x = \frac{R_{ax} \cdot f_x \cdot n}{a_x}, \quad (2.21)$$

где f_x - площадь поперечного сечения одной ветви хомута, м^2 ,

n - количество ветвей хомутов, принимаемое при ширине балки $b \leq 0,30$ м равное 2 и при $b > 0,30$ м равное 4.

Если $Q_{x6} > Q$, то вся поперечная сила будет воспринята бетоном и хомутами. В этом случае отгибы принимаются конструктивно при обеспечении требуемого сечения продольной арматуры на опорах за счет отгиба части стержней продольной арматуры из примыкающих к опоре пролетов.

Если расчетная поперечная сила $Q > Q_{x6}$, на данном участке следует увеличить поперечное сечение хомутов или уменьшить расстояние между ними. При армировании балки вязанными каркасами избыток поперечной силы $Q - Q_{x6}$ можно передать на отогнутую арматуру, которая располагается на длине участка балки $l_{от}$. Длина этого участка определяется по эпюре поперечных сил (рис. 2.2а). Необходимое сечение отгибов, располагаемых в одной плоскости

$$F_{ax} = \frac{Q_i - Q_{x6}}{R_{ax} \cdot \sin \alpha} \quad (2.22)$$

где Q_i - расчетная поперечная сила в рассчитываемом сечении, α - угол наклона отгибов к продольной оси.

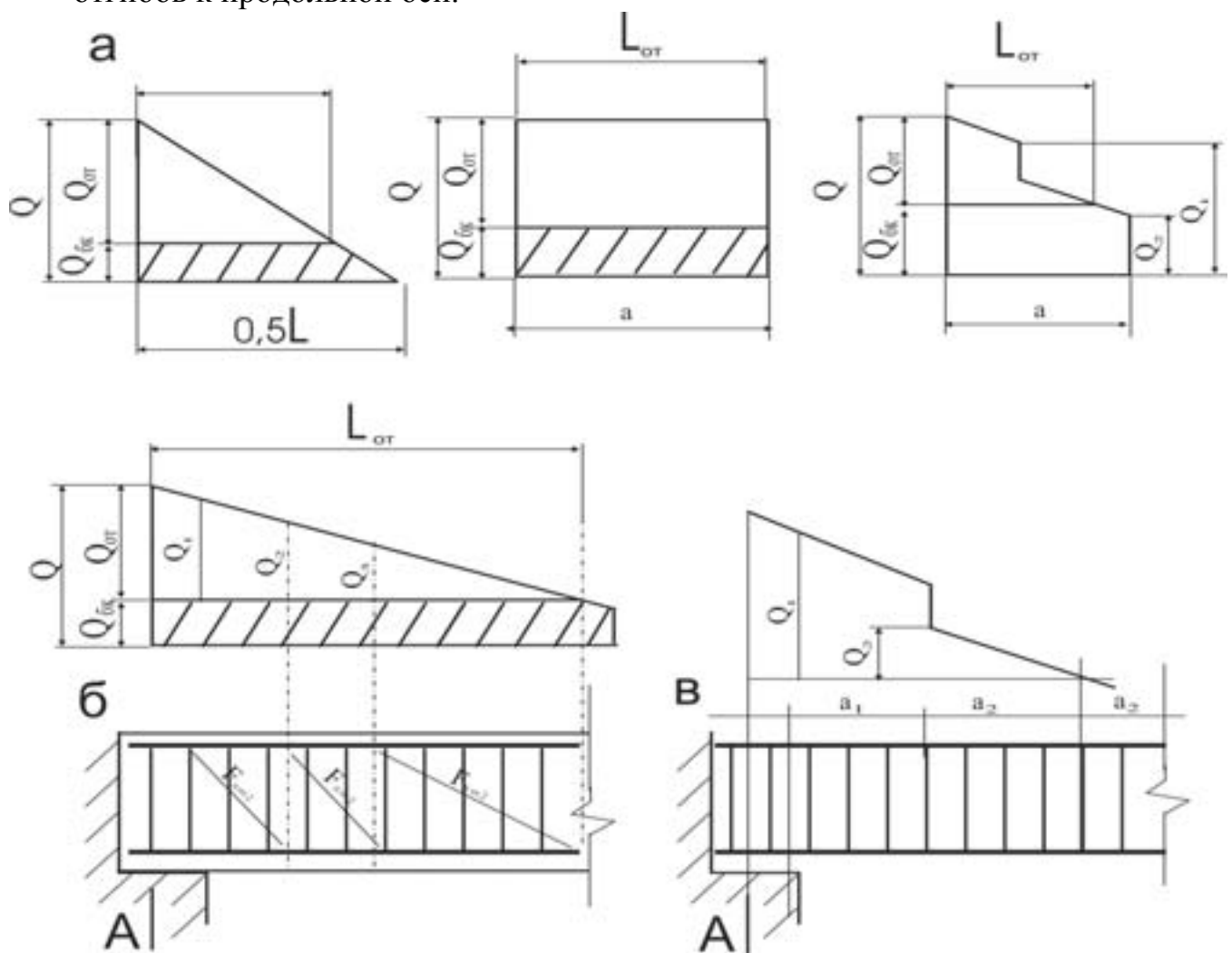


Рис. 2.2 – Эпюры поперечных сил

Значения Q_i принимают: для первой плоскости отгибов равным поперечной силе у грани опоры; на каждой последующей плоскости отгибов - поперечной силе в сечении, проходящем через нижнюю точку предыдущей плоскости отгибов. Верхняя точка первого отгиба должна располагаться не далее 5 см от грани опоры, а расстояние между последующими плоскостями отгибов должно быть не более высоты балки (рис. 2.2 б).

Наклон отгибов к оси продольной арматуры принимают обычно $\alpha=45^\circ$. Допускается принимать в балках высотой более 60 см - 60° , а в низких балках и плитах - 30° .

При армировании балок плоскими сварными каркасами расчет продольной арматуры выполняют также как и при армировании отдельными стержнями, а поперечную силу должны воспринимать бетон и поперечные стержни по условию $Q \leq Q_{xб}$.

При этом усилие в поперечных стержнях, отнесенное к единице длины элемента, определяют по формуле

$$q_x = \frac{Q_{xб}^2}{8R_p b h_0^2}, \quad (2.23)$$

По известному q_x определяют требуемый шаг поперечных стержней

$$a_x = \frac{R_{ax} \cdot f_{ax} \cdot n}{q_x} \quad (2.24)$$

Шаг поперечных стержней должен удовлетворять тем же условиям, что и при армировании вязаными каркасами.

Продольная арматура в пролетах и на опорах должна располагаться в соответствии с огибающей эпюрой моментов. Однако до опоры необходимо доводить не менее 50% площади сечения арматуры, принятой в пролете по расчету, но не менее двух стержней. Заделываются эти стержни на опоре на длину не менее 15 диаметров стержня.

Места теоретического обрыва стержней (нормальное сечение балки, в которых обрываемый или отгибаемый стержень не требуется по расчету на момент), определяют путем построения эпюры материалов, а длину заделки l_3 - расстояние от точки теоретического обрыва до конца стержня (начало отгиба) - принимают не менее 20 диаметров стержня (рис.2.3).

При этом длина заделки стержня должна удовлетворять также условию: для отгибаемых стержней $l_3 = 0,5h$; для стержней, обрываемых в каркасах,

$$l_3 = \frac{Q_m}{2q_{xw}} + 5d, \quad ,$$

где Q_m - расчетная поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва;

q_{xw} - усилие на единице длины балки, воспринимаемое поперечными стержнями на участке заделки l_3 ,

$$q_{xw} = \frac{n \cdot f_{ax} \cdot R_{ax}}{a_x}$$

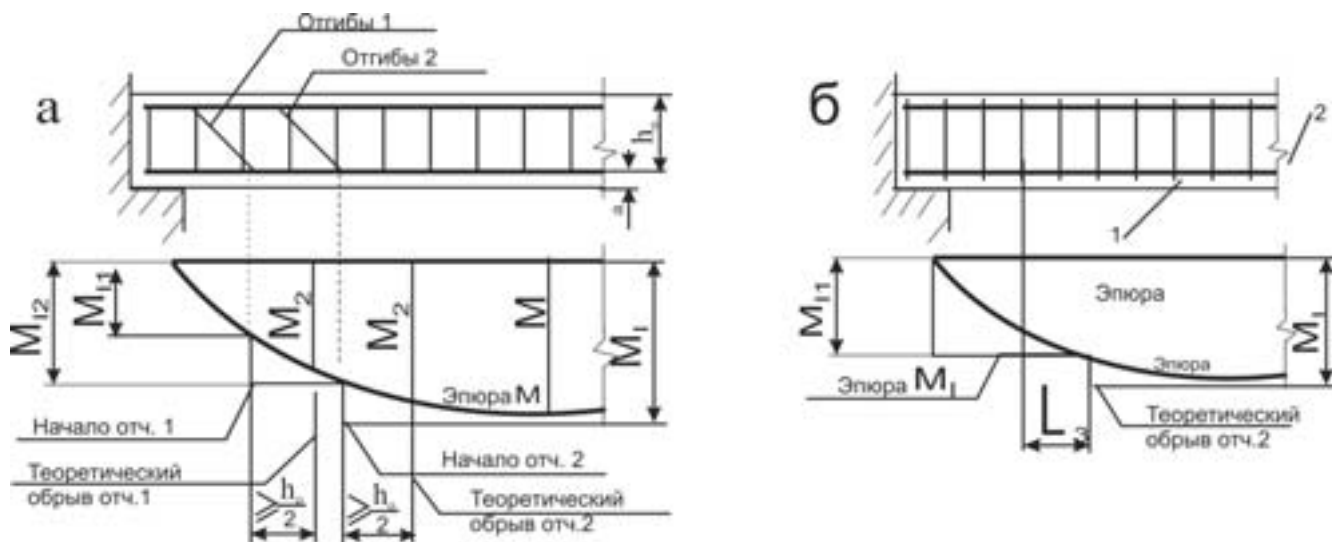


Рис.2.3 – Контроль правильности армирования балки

Построение эпюры материалов для положительных и отрицательных моментов начинают с сечения, в котором изгибающий момент имеет наибольшую величину. Эпюра материалов представляет эпюру моментов $M_i = F_a R_a z$, которые могут быть восприняты балкой в любом нормальном сечении с имеющейся в этом сечении продольной арматурой с площадью сечения F_{ai} .

Плечо внутренней пары сил $z = \gamma_0 h_0$ определяют по основному расчетному сечению балки и принимают постоянным для всех рассматриваемых сечений.

Надежность балки будет обеспечена, если в любом нормальном сечении балки ордината эпюры материалов будет больше ординаты эпюры расчетного изгибающего момента, возникающего в этом сечении от расчетной нагрузки (рис.2.3а,б).

Надежность кладки под опираемыми на стены концами балки проверяют по условию

$$\sigma_{см} = \frac{2A}{ab} \leq R_{см} \quad (2.25)$$

где $a = 0,25 \dots 0,40$ м - длина опоры, b - ширина сечения балки; A - опорное давление на стену, $R_{см}$ - расчетное сопротивление кладки смятию, МПа.

Если условие (2.25) не удовлетворено, конец балки необходимо положить на разгружающую железобетонную подушку, толщиной $h = 0,14 \dots 0,20$ м, армированную двумя сетками из стержней диаметром 5...6мм, с размером ячейки 80...100 мм. Длина подушки $l = b + 2h$ определяется из условия (2.25) при $b = l$ и принятом размере a .

Пример армирования второстепенной балки приведен в приложении А, рис.3.

2.3. Ребристая плита настила

2.3.1. Расчетная схема ребристой плиты настила

Расчетная схема плиты определяется расположением ребер. При наличии только продольных ребер плиту рассчитывают как балочную однопролетную с учетом частичного защемления в ребрах и нагруженную равномерно-распределенной постоянной g_{nl} и временной P_{nl} нагрузками. Величину этих нагрузок определяют так же, как и для монолитной плиты.

2.3.2. Определение расчетных усилий

Расчетными усилиями при расчете ребристой плиты настила являются изгибающие моменты

$$M = \frac{1}{16}(g_{nl} + P_{nl})l_0^2, \quad (2.26)$$

где l_0 - расстояние между ребрами в свету, м;

$$\text{поперечная сила } Q = 0,5(g_{nl} + P_{nl})l_0, \quad (2.27)$$

При наличии продольных и поперечных ребер плита разделяется на панели с размерами сторон:

l_1 - расстояние между осями поперечных ребер;

l_2 - расстояние между осями продольных ребер.

Панели рассчитывают как плиты, частично защемленные по контуру, так как при отношении $l_1 / l_2 \leq 3$ изгиб плиты будет происходить в двух направлениях. В этом случае расчетные изгибающие моменты будут:

$$\text{в продольном направлении} \quad M_1 = \pm \frac{1}{16}g_1 \cdot l_1^2, \quad (2.28)$$

$$\text{в поперечном направлении} \quad M_2 = \pm \frac{1}{16}g_2 \cdot l_2^2, \quad (2.29)$$

где g_1 ; g_2 - расчетные нагрузки, приходящиеся на продольное и поперечное направления, принимаются равными:

$$g_1 = (g_{nl} + P_{nl}) \frac{l_2^4}{l_1^4 + l_2^4}, \quad (2.30)$$

$$g_2 = (g_{nl} + P_{nl}) \frac{l_1^4}{l_1^4 + l_2^4}. \quad (2.31)$$

2.3.3. Расчет сечения ребристой плиты настила

Продольные и поперечные ребра рассчитывают как однопролетные, свободноопертые балки таврового сечения, нагруженные нагрузкой от плиты и собственным весом. Нагрузку определяют по грузовой площади. Для продольных ребер нагрузку можно принимать равномерно распределенную.

Армирование плиты выполняется сварными сетками из арматурной проволоки класса В-1, с определением требуемого сечения арматуры по формулам (2.6) и (2.7). Толщина плиты принимается: $h_n = 50 \dots 60$ мм

Армирование ребер производится плоскими сварными каркасами. Расчет продольной и поперечной арматуры производится по формулам для второстепенных балок.

Если при принятых размерах ребер и арматуры класса А-III окажется, что коэффициент армирования $\mu > 2,0\%$, то сборный настил необходимо заменить монолитной плитой.

Пример армирования ребристого настила приведен в приложении А, рис 2., а пример армирования сборной плиты перекрытия на рис.5 Приложения А.

2.4. Главная балка

2.4.1. Выбор расчетной схемы

Опорами главной балки являются наружные стены и колонны, жесткость которых меньше жесткости перекрытия. Поэтому главную балку рассматривают как многопролетную неразрезную свободноопертую.

Расчетные пролеты главной балки принимают равными расстояниям между осями опор.

Нагрузки на главную балку передаются через второстепенные балки в виде сосредоточенных сил. Вес главной балки для упрощения расчета учитывают в виде сосредоточенных сил, приложенных в местах опирания второстепенных балок. Количество сосредоточенных сил определяется схемой балочной клетки, а их величина будет равна:

- от постоянной нагрузки

$$G = g_{сб} \frac{l_{1сб} + l_{2сб}}{2} + g_{св} \frac{l_{1н} + l_{2н}}{2} n_0 . \quad (2.32)$$

- от временной нагрузки

$$P = P_{сб} \frac{l_{1сб} + l_{2сб}}{2} . \quad (2.33)$$

где $l_{1сб}; l_{2сб}$ - пролеты второстепенных балок, м;

$g_{св}$ - вес одного метра главной балки, МН/м.

В случае сборного настила нагрузка на главную балку будет равномерно-распределенная.

2.4.2. Определение расчетных усилий

Расчетными усилиями для главной балки являются изгибающие моменты и поперечные силы, величины которых, необходимые для построения эпюр определяют без учета пластических деформаций, пользуясь табл.2.6 и следующими формулами:

$$M_{max} = (\alpha G + \beta P) l_1 , \quad (2.34)$$

$$M_{min} = (\alpha G - \beta P) l_1 , \quad (2.35)$$

$$Q_{max} = \gamma G + \delta P , \quad (2.36)$$

$$Q_{min} = \gamma G - \delta P, \quad (2.37)$$

2.4.3. Расчет сечения главной балки

Расчет сечения балки и арматуры производят аналогично расчету второстепенной балки. Выполняют расчет продольной и поперечной арматуры с обязательной проверкой правильности армирования построением эпюры материалов. Сечение балки рассматривают как тавровое в пролетах и прямоугольное на опорах. При сборной конструкции - прямоугольное с полками. Полку рассчитывают как короткую консоль с восприятием опорного давления настила A бетоном по условию

$$A \leq l_0 h_{on} R_p, \quad (2.38)$$

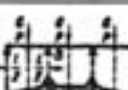
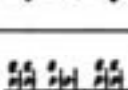
где A - опорное давление настила на 1 м главной балки;

h_{on} - рабочая высота полки.

Вариант армирования главной балки сварными каркасами при сборной конструкции показан на рис.5 приложения А.

При монолитной конструкции и армировании балки отдельными стержнями арматура выполняется аналогично второстепенной балке.

Таблица 2.6 – Значение коэффициентов α , β , γ , δ для определения моментов и поперечных сил с равными пролетами при сосредоточенных нагрузках

Схема нагрузки	$\frac{x}{l}$	Наибольший момент			Поперечная сила		
		Величина Q	Величина P		Величина Q	Величина P	
		+	+	-	+	+	-
	0,0 0,5 0,842 1,0	0,0 +0,1563 -0,0789 -0,1875	0,0 0,2031 0,0 0,0	0,0 0,0469 0,0789 0,1875	+0,3125 0,4063 -0,6875 0,0	0,4063 0,0 0,6875 0,0	0,0938 0,0 0,6875 0,0
	0,0 0,333 0,667 0,857 1,0	0,0 +0,2222 +0,1111 -0,1430 -0,3333	0,0 0,2778 0,2222 0,0 0,0	0,0 0,0556 0,1111 0,1430 0,3333	+0,6667 0,8333 -1,3333 0,0 1,3333	0,8333 0,1667 0,0 0,0 0,0	0,1667 0,0 0,0 0,0 0,0
	0,0 0,5 0,833 1,00 1,15 1,50	0,0 +0,1750 -0,0416 -0,1500 -0,0750 +0,1000	0,0 0,2125 0,0208 0,0250 0,0063 0,1750	0,0 0,0375 0,0625 0,1750 0,0813 0,0750	+0,3500 0,4250 -0,6500 0,5000 0,6250 0,1250	0,4250 0,0750 0,6750 0,1250 0,0 0,0	0,0750 0,0 0,6750 0,1250 0,0 0,0
	0,0 0,333 0,667 0,849 1,00 1,133 1,333 1,5	0,0 +0,2444 +0,1555 -0,0750 -0,2667 -0,1333 +0,0667 +0,0667	0,0 0,2889 0,2444 0,0377 0,0444 0,0133 0,2000 0,2000	0,0 0,0444 0,0889 0,1127 0,3111 0,1467 0,1333 0,1333	+0,7333 0,8667 -1,2667 +1,0000 0,2222 0,0 0,0 0,0	0,8667 0,0444 1,3111 0,2222 0,0 0,0 0,0 0,0	0,1333 0,0 1,3111 0,2222 0,0 0,0 0,0 0,0
	0,0 0,5 0,833 1,0 1,147 1,50 1,833 2,0	0,0 +0,1697 -0,0503 -0,1697 -0,0781 +0,1161 -0,0362 -0,1072	0,0 0,2098 0,0168 0,0201 0,0048 0,1830 0,0282 0,0636	0,0 0,0405 0,0670 0,1808 0,0830 0,0670 0,0644 0,1697	+0,3303 0,4196 -0,6607 +0,5536 0,0201 0,6340 0,1607 0,6071	0,4196 0,0201 0,6340 0,1607 0,0 0,0 0,0 0,0	0,0804 0,0 0,7410 0,1004 0,0 0,0 0,0 0,0
	0,0 0,333 0,667 0,848 1,0 1,133 1,333 1,667 1,858 2,0	0,0 +0,2381 +0,1429 -0,0907 -0,2851 -0,1400 +0,0794 +0,1111 -0,0623 -0,1905	0,0 0,2857 0,2381 0,0303 0,0357 0,0127 0,2063 0,2222 0,0547 0,0952	0,0 0,047 0,0968 0,1211 0,3214 0,1528 0,1270 0,1111 0,1170 0,2857	+0,7143 0,8571 -1,2847 +1,0953 1,2738 0,0357 1,2738 0,1170 0,2857 -0,9047	0,8571 0,0357 1,2738 0,1170 0,2857 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0	0,1429 0,0 1,3214 0,1785 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0 0,0

3. Расчет и конструирование колонны

I. Расчетная схема колонн, подчеркивающих перекрытие, представляет обычно стойку рамы, жестко заделанную в фундаменте и жестко или шарнирно соединенную с ригелем (главной балкой).

При монолитной конструкции соединение колонн с балками всегда будет жестким. При сборной конструкции соединение может быть жестким или шарнирным в зависимости от конструкции узла сопряжения.

Расчетную длину колонны принимает равной высоте этажа. Расчетная нагрузка на колонну складывается из опорных давлений поддерживаемых колонной балок и собственного веса колонны. Опорные давления балок определяют по грузовым площадям без учета неразрезности балок.

2. Расчетными усилиями для колонны каждого этажа в общем случае будут: продольная сила N и изгибающий момент M . Поперечные силы Q обычно имеют небольшую величину и не оказывают существенного влияния на несущую способность колонны. В случаях, когда ригель рассчитывают как неразрезную балку, изгибающие моменты в колоннах можно не учитывать; в остальных случаях моменты в колоннах определяются из расчета рамы. При сборной конструкции с разрезным ригелем, свободно опираемым на колонны, расчетный изгибающий момент в колонне $M = A_n e_n - A_d e_d / e_n$ и e_d - эксцентриситеты опорных давлений A ригеля (главных балок), опирающихся справа и слева на колонну) рис.6 Приложения А.

Конструкция опорного узла может быть различной, с устройством на колонне железобетонных или стальных закладных консолей, рассчитанных на восприятие опорного давления балок. Конструктивные решения и расчет таких консолей приведены в рекомендуемой литературе.

3. Расчет сечения и арматуры колонны производят поэтажно, как для центрально или внецентренно сжатого элемента, в зависимости от наличия изгибающего момента и величины, эксцентриситета $e_o = \frac{M}{N}$.

Несущую способность центрально сжатой колонны проверяют по условию

$$N_n \leq (F_{\sigma} R_{np} + F_a R_a) \varphi, \quad (3.2)$$

где $N_n = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_{кр}$ - приведенная продольная сила;

$N_{дл}$ - расчетная продольная сила от длительно действующей части нагрузки, включающей постоянную нагрузку и 25...50% временной нагрузки;

$N_{кр}$ - расчетная продольная сила от кратковременно действующей нагрузки, составляющей 75...50% временной нагрузки;

F_{σ} и F_a - площади сечения колонии и продольной арматуры;

R_{np} и R_a - расчетные сопротивления бетона и арматуры, принимаемые по табл.2.1 и 2.2, в зависимости от марки бетона и класса арматурной стали.

φ - коэффициент продольного изгиба;

$m_{дл}$ - коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на несущую способность гибкого элемента. Значения φ и $m_{дл}$ принимают по

табл.3.1, в зависимости от гибкости колонны $\lambda = \frac{l_0}{b}$, l_0 - расчетная длина, b - меньший размер сечения колонны.

Таблица 3.1 - Значения коэффициента φ и $m_{дл}$ для железобетонных элементов из тяжелого бетона

l_0/b	≤ 8	10	42	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
l_0/r	≤ 28	35	42	48	55	2	69	75	83	90	97	104	111	118	125	132	139
φ	1	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,68	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44	0,40	0,35
$m_{дл}$	1	1	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,68	0,64	0,59	0,54	0,50	0,45	0,40	0,35

Расчет колонны начинают с верхнего этажа. Сечение колонны принимается 30х30 см с конструктивно необходимой арматурой 4Ø16А1.

Принятое сечение колонны рекомендуется сохранять не менее чем на два этажа, обеспечивая необходимую несущую способность увеличением сечения продольной арматуры, до коэффициента армирования $\mu = 2,0 \dots 2,5\%$, при арматуре класса АП, АШ и бетоне марки В20 (для сборной конструкции В20 или В30).

При расчете колонны как внецентренно сжатого элемента следует применять симметричное армирование, определяя требуемое сечение арматуры по формулам:

при эксцентриситете $e_o < 0,3h_o$ (малый эксцентриситет)

$$F_a = F_a^I = \frac{Ne - 0,4bh_o^2R_U}{(h_o - a^I)R_A} \quad (3.3)$$

при эксцентриситете $e_o \geq 0,3h_o$ (большой эксцентриситет)

$$F_a = F_a^I = \frac{Ne - 0,4bxR_U(h_o - 0,5x)}{(h_o - a^I)R_A} \quad (3.4)$$

где $e_o = \frac{M}{N}$ - расчетный эксцентриситет; $x = \frac{N}{bR_U}$ - высота сжатой зоны сечения; $N = N_{дл} + N_{кр}$ - расчетная продольная сила от длительно и кратковременно действующей нагрузок.

При гибких колоннах, когда $\frac{l_0}{h} > 4$, необходимо учитывать влияние прогиба от внецентренного нагружения колонны и вводить в расчет приведенный эксцентриситет

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{CR_U F} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2} \quad (3.5)$$

При этом, если $4 < \frac{l_0}{h} \leq 10$ можно принимать $C=400$ и $N=N_{дл} + N_{кр}$

При $\frac{l_0}{h} > 10$ значение C и $N=N_n$ определяют по указаниям норм на проектирование железобетонных конструкций.

l_0 - расчетная длина;

b - меньший размер сечения колонны;

r - наименьший радиус инерции сечения.

Принятая симметричная арматура площадью $F_a = F_a'$ должна удовлетворять коэффициентам армирования $\mu = \mu' = 0,3 \dots 1,2\%$.

Армирование колонн во всех случаях можно выполнить отдельными стержнями или плоскими сварными каркасами с применением стержней, диаметром от 16 до 32 мм, из стали класса АІ, АІІ, АІІІ, Приложение Б, рис.7.

Стыки продольной арматуры монолитной колонны выполняет поэтапно в нахлестку длиной, равной 20 диаметрам, на уровне верха плиты перекрытия рассматриваемого этажа рис.6 Приложения А.

При сборной конструкции стык колонны располагает на 60 см выше уровня настила, а членение колонны на монтажные марки может быть принято поэтапно или на два этажа (по весу монтажной марки и удобству монтажа). Конструкция стыка может быть различной, выполняемой сваркой стальных закладных деталей. Расчет стыков определяется их конструкцией и приведен в рекомендуемой литературе.

Хомуты (поперечные стержни) принимают из стали класса АІ диаметром не менее 1/4 диаметра стержня продольной арматуры и не менее 5 мм. (Для сварных каркасов - по табл. 3.2).

Таблица 3.2 - Конструирование сварных сеток и каркасов

Диаметры d_1 стержней продольной рабочей арматуры		6-7	8-9	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Наименьшие диаметры d_2 распределительной арматуры в сетках и поперечных стержней в каркасах	Распределительной арматуры в сетках	3,5	4	4,5	5	5	6	6	8	8	8	10	12
	При одностороннем расположении в каркасах	3,5	4	4,5	5	5	6	6	8	8	8	10	12
	При двухстороннем расположении в каркасах	6	6	8	8	8	8	8	8	10	10	12	12
Наименьшие расстояния, мм, допускаемые между осями стержней	Рабочей и распределительной арматуры сеток и поперечных стержней в каркасах при одностороннем расположении рабочих стержней	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150

	При двухстороннем расположении продольных стержней в каркасах	75	75	100	100	150	150	200	200	250	250	300	300
	При двухрядном расположении продольных стержней в каркасах	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70
Наибольшие расстояния, мм, допускаемые между осями стержней	Рабочей и распределительной арматуре в сетках и поперечных стержней в каркасах	250	300	300	300	300	400	400	400	-	-	-	-

Конструкцию хомутов выбирают такой, чтобы продольные стержни, по крайней мере, через один, располагались в местах перегиба хомутов. При этом, если ширина колонны $b \leq 400$ мм и число продольных стержней с каждой стороны не более четырех, допускается охват стержней одним хомутом.

Шаг хомутов, во всех случаях, принимается не более 15 диаметров стержней продольной арматуры и не более 500 мм.

4. Расчет и конструирование фундамента под колонну

Фундамент принимается отдельный, железобетонный, ступенчатой конструкции, с глубиной заложения $H = 1,2 \dots 1,5$ м от уровня пола.

Нагрузка, передаваемая фундаментом на грунт, складывается из нагрузки от колонны, веса фундамента и веса грунта на обрезах фундамента.

Фундамент выполняют из бетона, марки 150, с арматурой из стали класса АII (иногда АI).

Расчет фундамента, состоит из определения размеров подошвы и высоты фундамента, размером ступеней и требуемого сечения стержней арматурной сетки, укладываемой в плоскости подошвы фундамента, с слоем бетона 3,5...7 см.

Согласно указаниям СНиП, размеры подошвы фундамента определяют по нормативной нагрузке и нормативному сопротивлению грунта.

Расчет высоты фундамента и арматуры выполняют по расчетной нагрузке и расчетным сопротивлениям бетона и арматуры.

При расчете фундамента влияние изгибающих моментов и поперечных сил, передаваемых колонной, за малостью величины в данной работе можно не учитывать.

Расчетными усилиями для определения размеров фундамента и арматуры будут: нормальная сила N , передаваемая колонной на фундамент, и изгибающие моменты M , возникающие от реактивного отпора грунта $\sigma_{гр} \leq R_{гр}^H$

Требуемая площадь подошвы фундамента должна удовлетворять условию

$$F_{\phi} \geq \frac{N^H}{R_{\phi}^H - \gamma H}, \quad (4.1)$$

где N^H - нормальная сила, передаваемая колонной на фундамент от действия нормативной нагрузки;

$\gamma \approx 2.0 \text{ т/м}^2$ - объемный осредненный вес фундамента и грунта на уступах фундамента;

R_{ϕ}^H - нормативное сопротивление грунта, установленное нормами, и в данной работе принимаемое по заданию. Подошва фундамента принимается квадратной, со стороной квадрата $a_n = \sqrt{F_{\phi}}$, округленной до 10 см.

Требуемая высота фундамента $H_{\phi} = h_o + a$ ($a = 3.5 \dots 7.0 \text{ см}$)

$$h_o \approx -\frac{b_k}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{0.75 R_p + \sigma_{\phi}}}, \quad (4.2)$$

где h_o - рабочая высота фундамента - расстояние от верха фундамента до центра арматуры определяемая из условия продавливания фундамента колонной;

b_k - сторона сечения колонны; N - расчетная нормальная сила, передаваемая колонной на фундамент;

$\sigma_{\phi} = \frac{N}{F_{\phi}} = R_{гр}^H$ - реактивный отпор грунта под подошвой фундамента при принятом размере стороны квадрата a_n .

R_p - расчетные сопротивления растяжению бетона фундамента.

При сборной конструкции высота фундамента зависит также от длины заделки колонны в фундаменте и принимается по условию

$$H_{\phi} = h_{cm} + 20 \text{ см}, \quad (4.3)$$

где h_{cm} - глубина стакана, принимаемая не меньше большего размера сечения колонны.

Количество ступеней фундамента принимают в зависимости от высоты фундамента: при $H \leq 50 \text{ см}$ - одна ступень; при $90 \text{ см} \geq H_{\phi} > 50 \text{ см}$ - две ступени; при $H > 90 \text{ см}$ - три ступени.

Рабочую высоту нижней ступени $h_{он}$ определяют из условия, что поперечная сила в сечении, проходящем по линии нижнего основания пирамиды продавливания, полностью воспринималась бетоном, т.е.

$$\frac{a_n - (b_k + 2h_o)}{2} \sigma_{\phi} \leq h_o R_p, \quad (4.4)$$

тогда полная высота нижней ступени $H_n = h_{он} + (3,5 \dots 7,0) \text{ см}$.

Размеры остальных ступеней определяют в соответствии с углом наклона граней пирамиды продавливают $/45^\circ/$ и принимают равными:

при двух ступенях $H_6 = H_{\phi} - H_n$, $a_6 = b_k + H_6$

при трех ступенях $H_6 = H_{cp} = 0.5(H_{\phi} - H_n)$, $a_{cp} = b_k + 4H_6$, $a_6 = b_k + 2H_6$

Расчет арматурной сетки, располагаемой в плоскости подошвы фундамента, выполняют из условия работы фундамента на изгиб под действием реактивного отпора грунта $\sigma_{cp} \leq R_{гр}^H$

Расчетные изгибающие моменты определяют в сечениях: у грани колонны и у граней уступов фундамента - как для консолей вылетом – l_{ki} и принимают равными (l_{ki} - длина консоли для рассчитываемого сечения).

Требуемое сечение арматуры определяют по формуле $F_a = \frac{M}{0.9h_o R_a}$ и принимают большее из полученных при соответствующих значениях M_i и h_{oi} для рассчитываемых сечений.

Арматуру принимает класса АП, А1 из стержней диаметром 10...18 мм, одинаково в обоих направлениях. При этом, учитывая изменение величины M_i по длине консоли, половину стержней (через один), при $a_H \geq 3$ м, принимают равной 0.8l, где $l = a_H - 10$ см -длина стержней, принимаемая по размеру подошвы фундамента.

Фундаменты под сборные колонны могут быть выполнены на месте монолитными или на заводе - в виде блока. Конструкция фундамента заводского выполнения приведена на рис.8, приложения Б.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

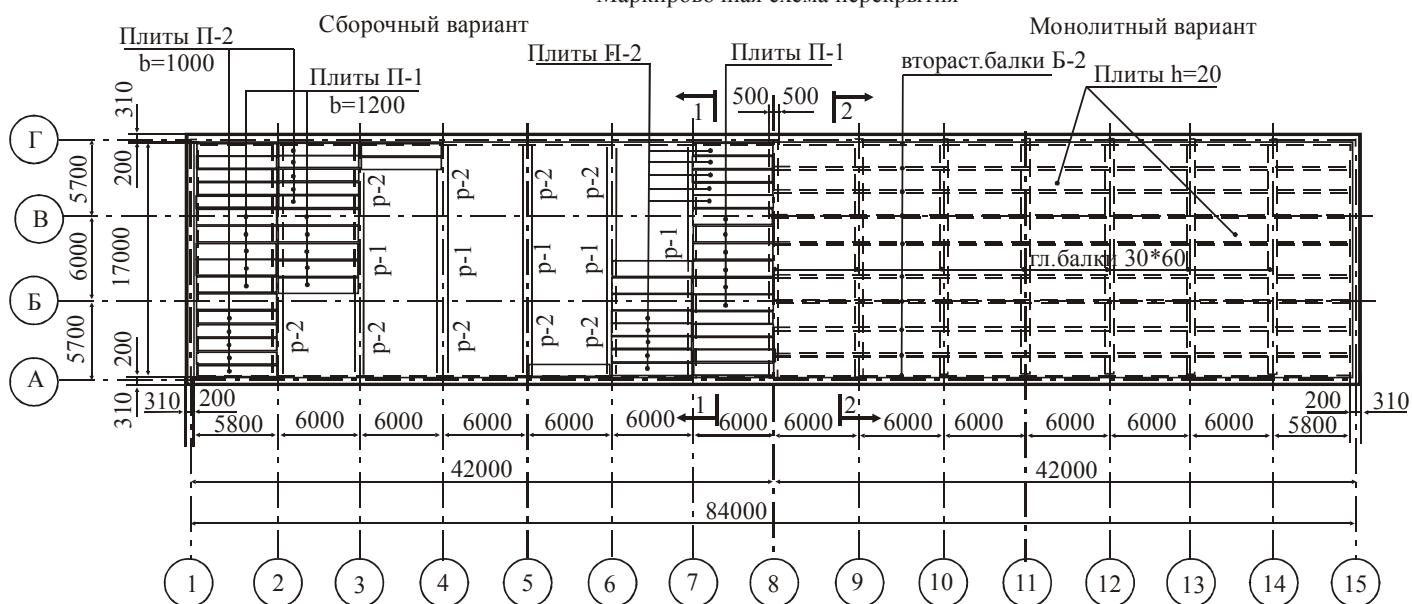
1. И.В.Баклашов, В.Н.Борисов. Проектирование и строительство горно-технических зданий и сооружений. Часть 1. Строительные конструкции зданий и сооружений. – М.: Недра, 1990, 289 с.
2. Л.Е.Линович. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. – Киев: Будівельник, 1972. - 664 с.
3. А.М.Овечкин, Р.Л.Маилян. Строительные конструкции. – М.: Стройиздат, 1974. – 487 с.
4. СНиП 2.03.01-85. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985.-89 с.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 1986.
6. Мандриков А.П.Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб.пособие для строит.техникумов по спец. «Пром. и гражд. стр-ство». – М.: Стройиздат, 1979. – 419с.

Содержание

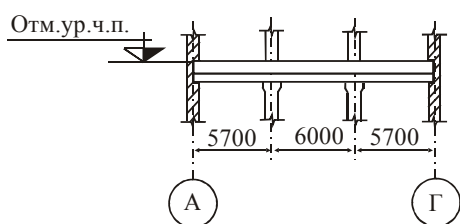
Введение.....	4
1. Выбор сетки колонн и схемы балочной клетки.....	5
1.1. Выбор сетки колонн.....	5
1.2. Выбор схемы балочной клетки.....	7
2. Расчет и конструирование элементов перекрытия.....	8
2.1. Плита монолитного ребристого перекрытия.....	8
2.1.1. Выбор расчетной схемы плиты.....	8
2.1.2. Определение расчетных усилий.....	9
2.1.3. Расчет сечения плиты и требуемой площади сечения арматуры.....	10
2.2. Второстепенная балка.....	13
2.2.1. Выбор расчетной схемы.....	13
2.2.2. Определение расчетных усилий.....	14
2.2.3. Расчет сечения второстепенной балки.....	14
2.3. Ребристая плита настила.....	20
2.3.1. Расчетная схема ребристой плиты настила.....	20
2.3.2. Определение расчетных усилий.....	20
2.3.3. Расчет сечения ребристой плиты настила.....	20
2.4. Главная балка.....	21
2.4.1. Выбор расчетной схемы.....	21
2.4.2. Определение расчетных усилий.....	21
2.4.3. Расчет сечения главной балки.....	22
3. Расчет и конструирование колонны.....	23
4. Расчет и конструирование фундамента под колонну.....	26
Список рекомендуемой литературы.....	28
Приложения.....	30

Приложение А

Маркировочная схема перекрытия



Разрез по 1-1



Разрез по 2-2

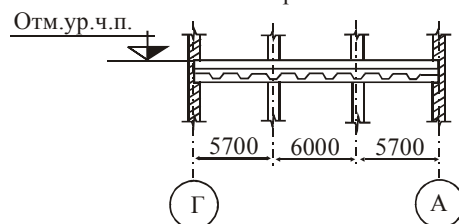


Рис. 1

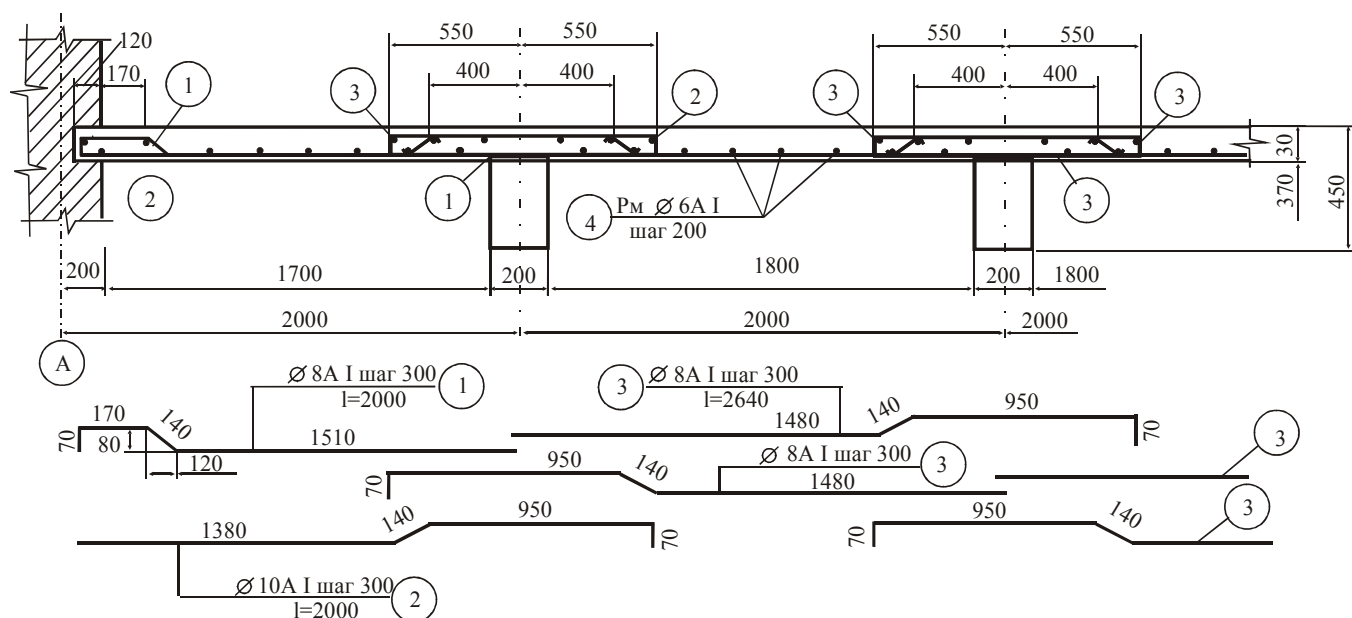


Рис.2 – Плита ребристого перекрытия

Вариант второстепенной балки Б-2 М1:50

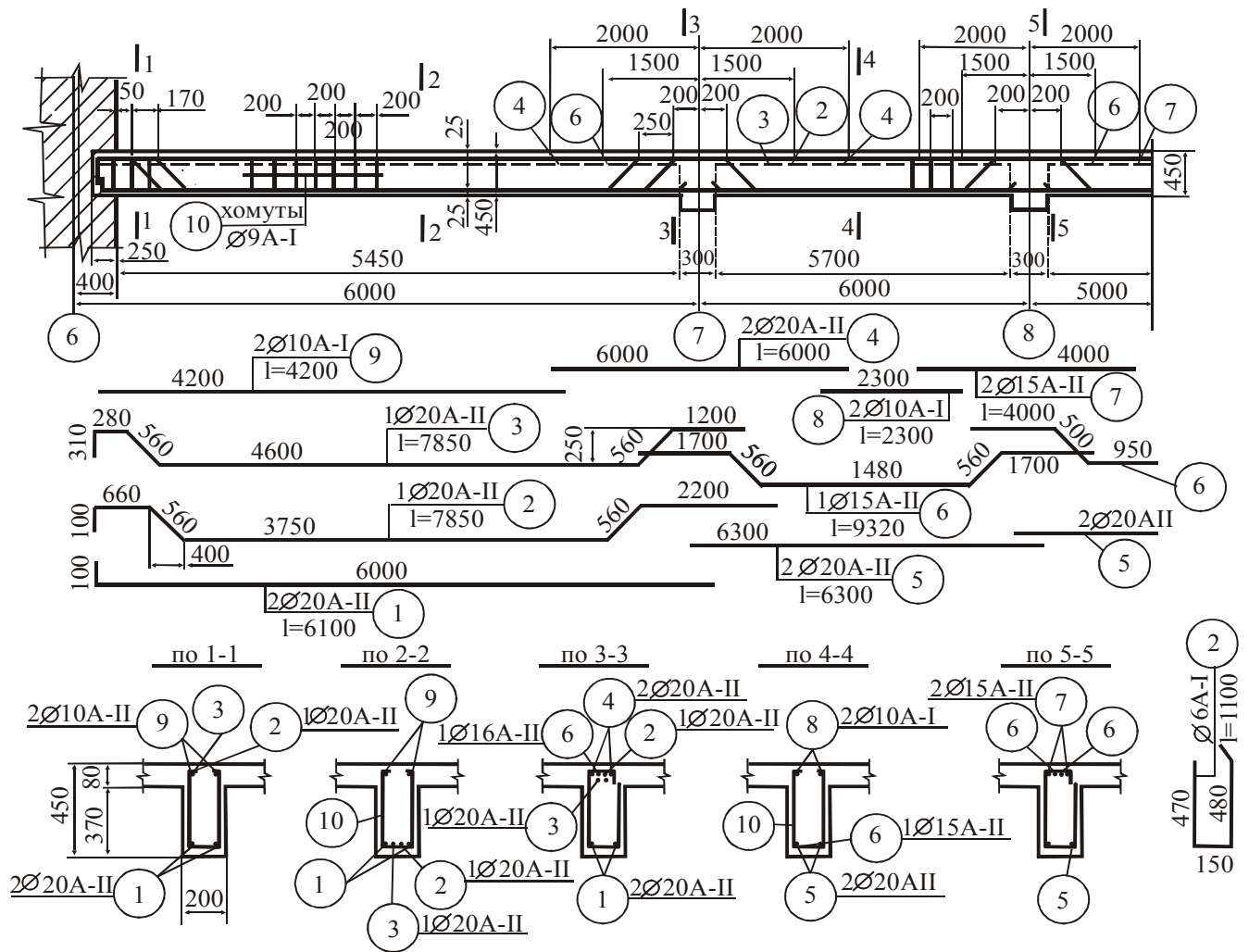


Рис.3 – Пример армирования второстепенной балки

Рибристая панель М1:50

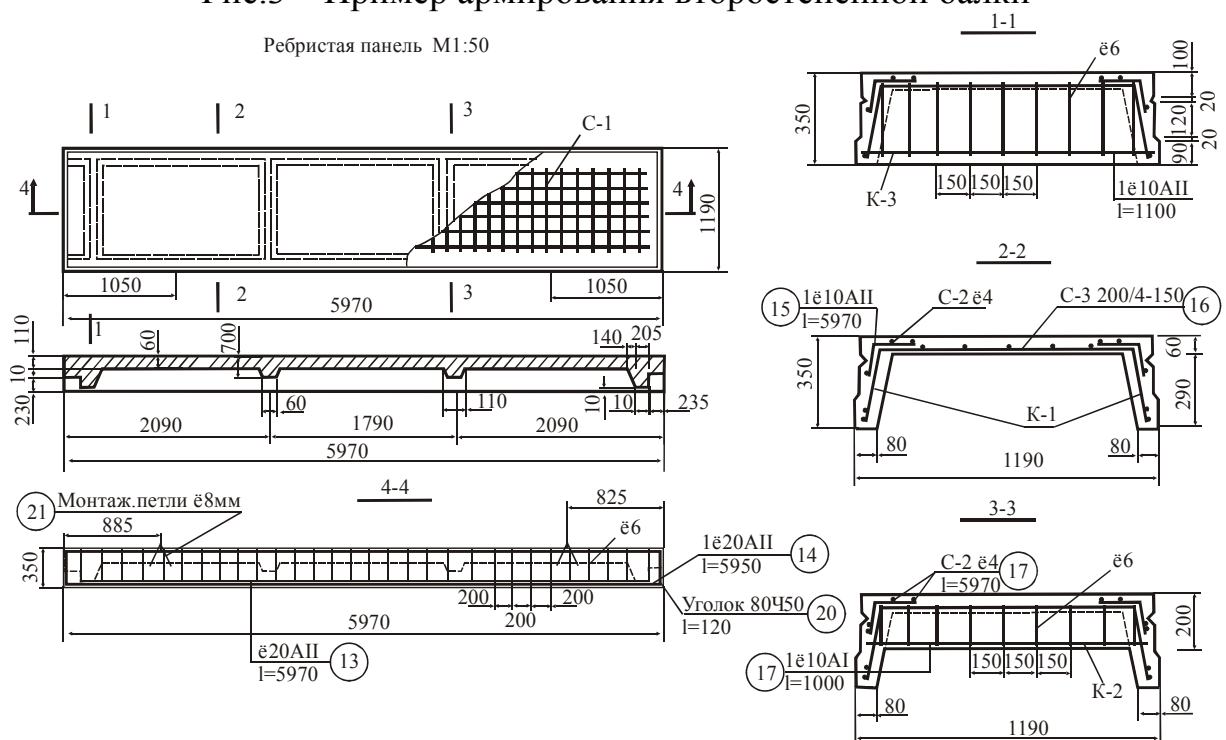


Рис.5 – Пример армирования сборной ребристой плиты перекрытия

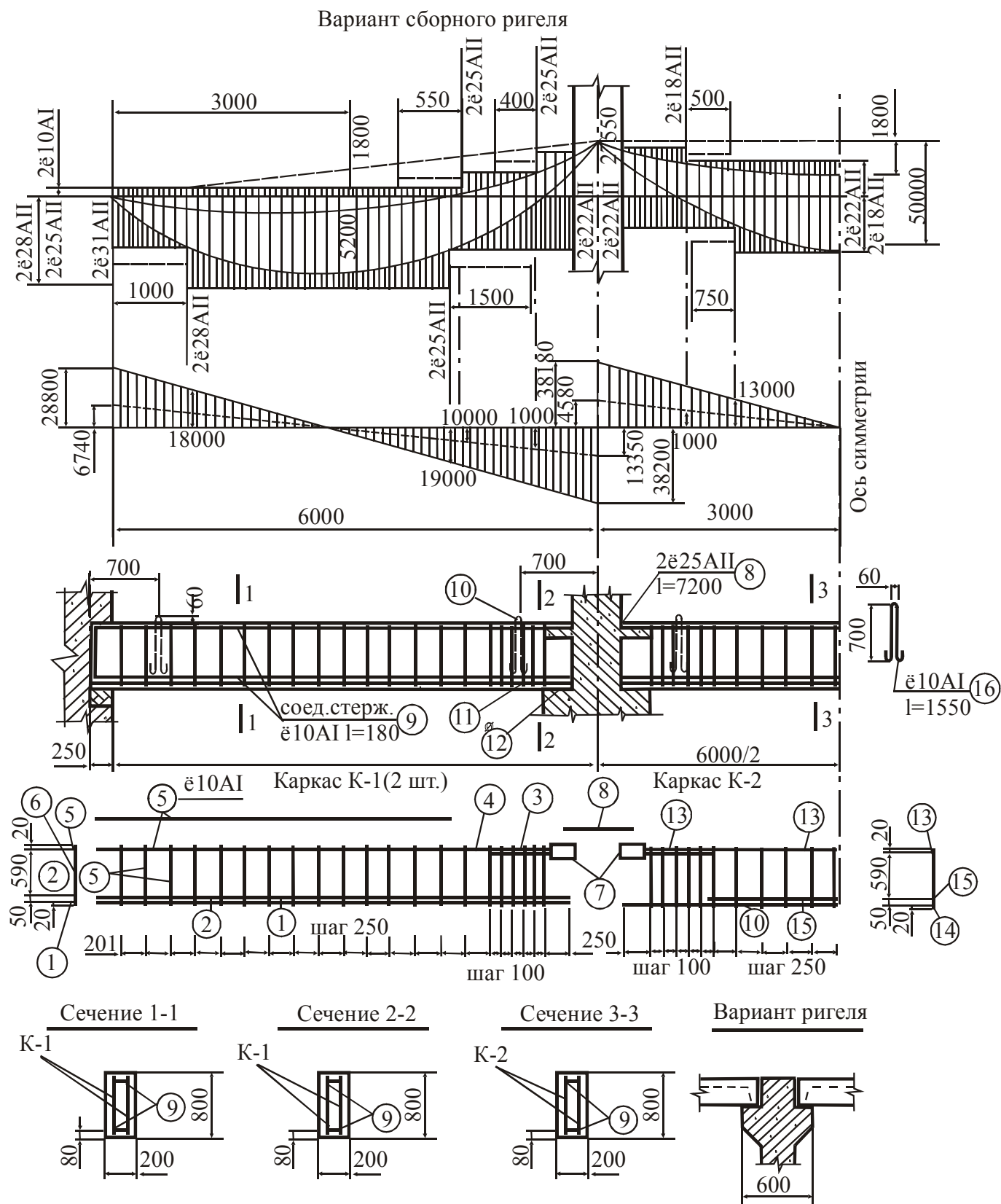


Рис.4 – Пример армирования сборного ригеля

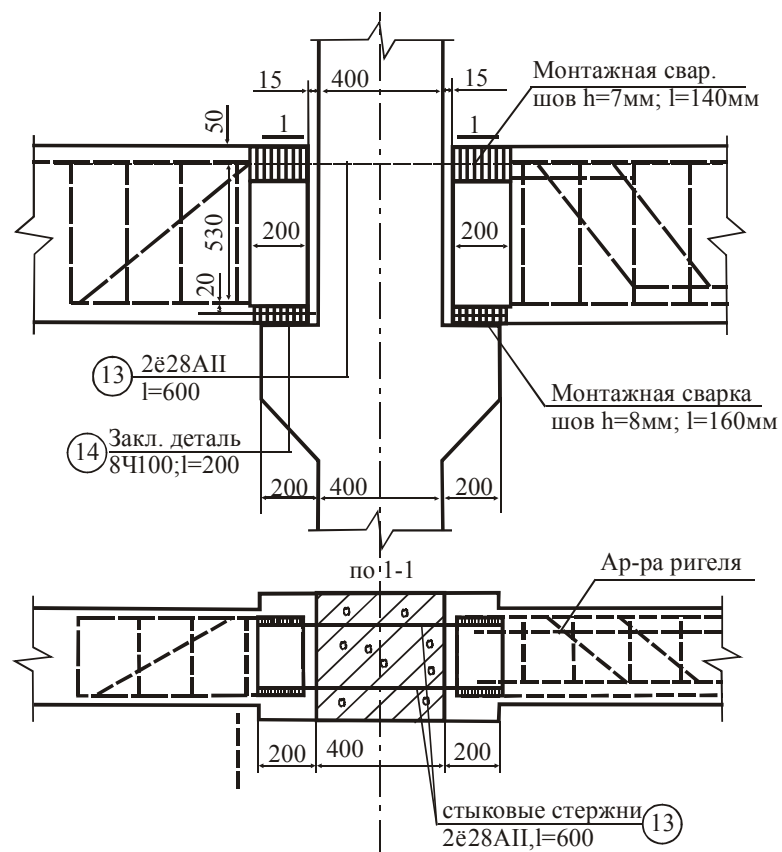


Рис.6 – Вариант стыка ригеля с колонной

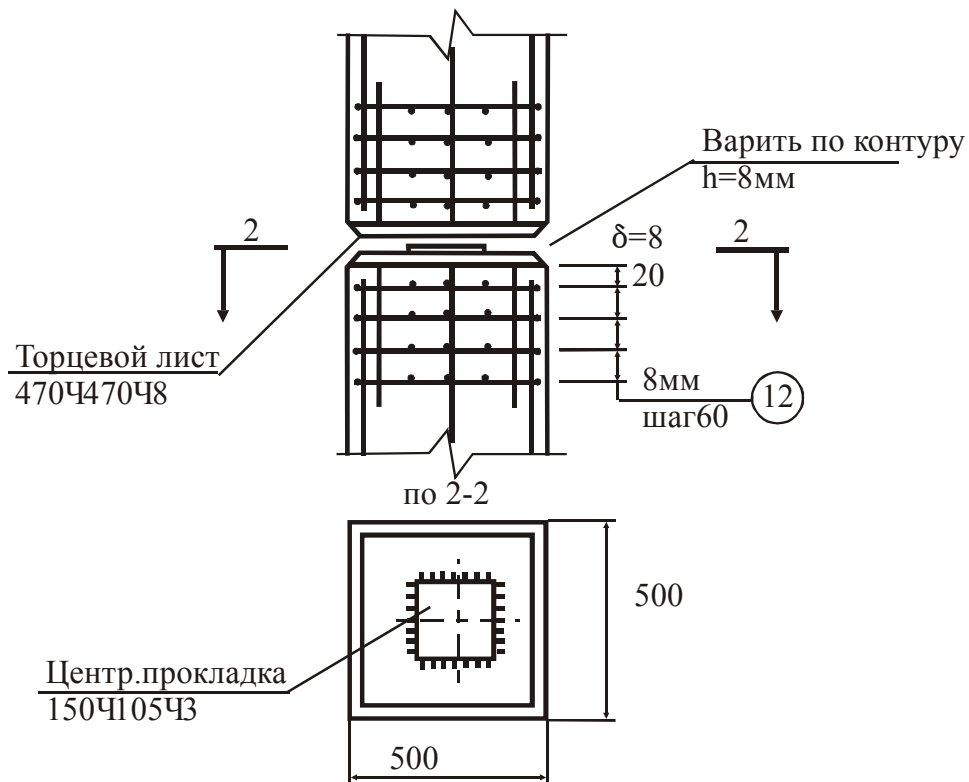


Рис.7 – Вариант стыка колонн

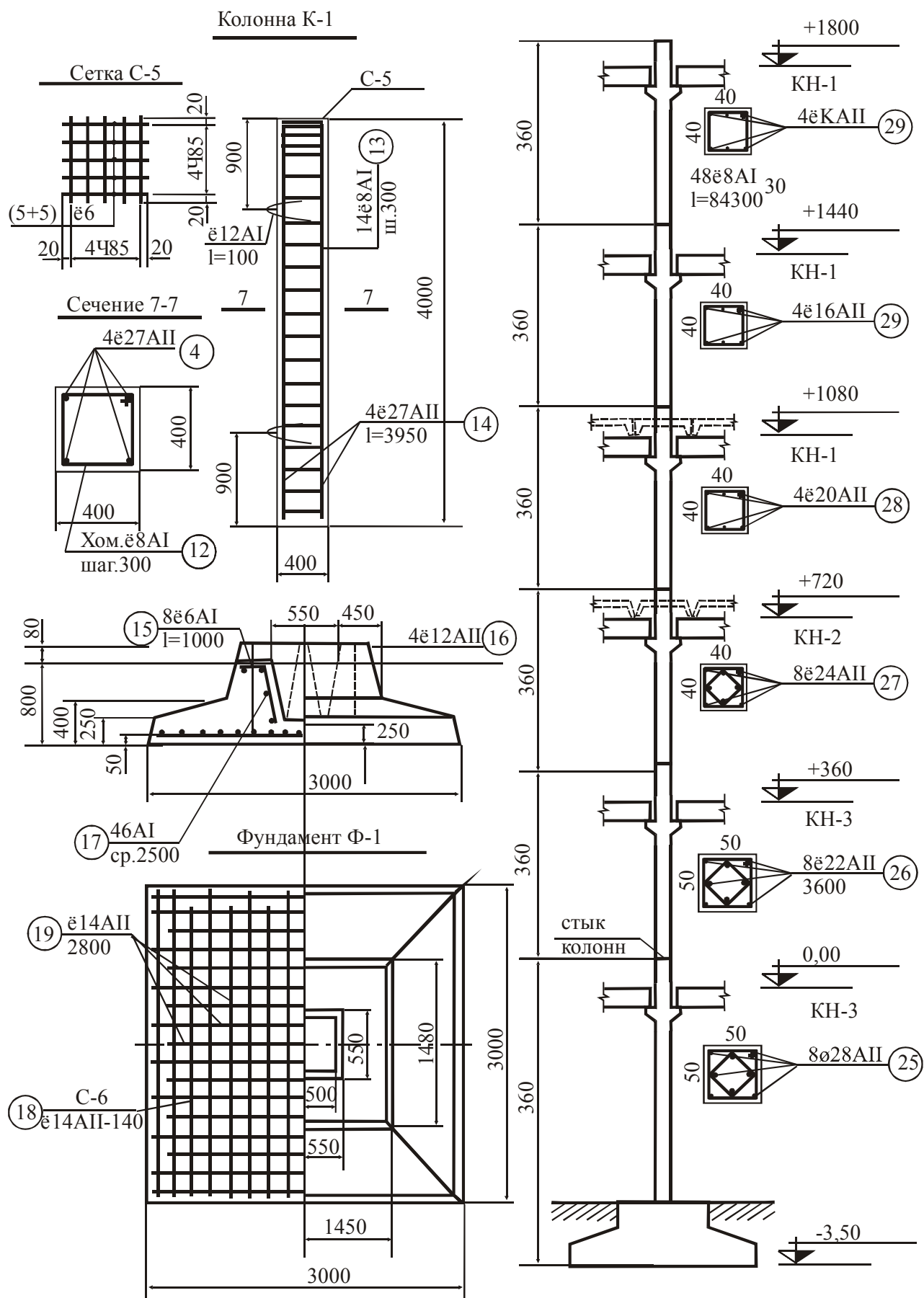


Рис.8 – Пример армирования колонн и фундаментов

Методические указания

к выполнению расчетно-графической работы по курсу
«Строительные конструкции»

Часть 1

Расчет монолитного железобетонного перекрытия

[для студентов специальности 7.090303
“Шахтное и подземное строительство” и
7.050201 “Менеджмент организаций”]

Составители:

Сергей Васильевич Борщевский

Станислав Николаевич Рева

Вячеслав Игоревич Каменец

В Б Волошин

А М Самедов

Компьютерная верстка:

Ярослав Владимирович Буланенков

Подписано к печати 14.11.2004. Формат 60x84 1/16. Усл. печ. л. 1,75.

Печать лазерная. Заказ № 4095. Тираж 100 экз.

Отпечатано в типографии 000 «Норд Компьютер» на цифровых лазерных издательских комплексах Rank Xerox DocuTech 135 и DocuColor 2060. Адрес: г. Донецк, б. Пушкина, 23. Телефон: (062) 337-43-06.

