

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ УССР**

**КИЕВСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ**

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ
МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО
РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ
С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ**

Часть 2

Киев КИСИ 1990

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ УССР
КИЕВСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ**

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ
МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ
С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ**

для студентов специальностей 29.03 и 29.05

Часть 2

**Утверждено
на заседании кафедры
железобетонных и каменных
конструкций
Протокол № 26 от 26.03.89 г.**

Киев КИСИ 1990

Методические указания по расчету и конструированию монолитного железобетонного ребристого перекрытия с балочными плитами для студентов специальностей 29.03 (ПГС), 29.05 (ГС). Ч.2 /Сост. Е.Ф.Лысенко, А.Я.Шумейко. - К.: КИСИ, 1990. - 68 с.

Учебное издания

Методические указания
по расчету и конструированию
монолитного железобетонного ребристого перекрытия
с балочными плитами
для студентов специальностей 29.03 и 29.05

Часть 2

Составители: Е.Ф.Лысенко, канд. техн. наук
А.Я.Шумейко

Рецензент А.Я.Халпахчи, канд.техн.наук
Ответственный за выпуск А.П.Гусеница,
канд.техн.наук

Редактор А.П.Костина
Корректоры: Е.Д.Киба
Л.С.Мазэк
Н.И.Пазырюк
В.В.Иванюта

Подп. к печ. 3/10/90. Формат 60×84¹/₁₆. Бумага
тип. № 3. Печать офсетная. Усл. печ. л. Усл. кр.-отт.
Уч.-изд. л. 30. Тираж 500
Зак. № 7707. Бесплатно.

Киевский ордена Трудового Красного Знамени
инженерно-строительный институт
252037, Киев-37, Воздухофлотский проспект, 31.

РАПО «Укрвузполиграф».
252151, г. Киев, ул. Волынская, 60.

Данные методические указания по расчету и конструированию монолитного железобетонного ребристого перекрытия с балочными плитами состоят из двух частей.

В части I изложены принципы компоновки конструктивной схемы зданий и элементов перекрытия. Приведены сведения о назначении размеров пролетов плит, главных и второстепенных балок; расстояний между осями колонн, рекомендуемых размерах толщин плит и поперечного сечения балок.

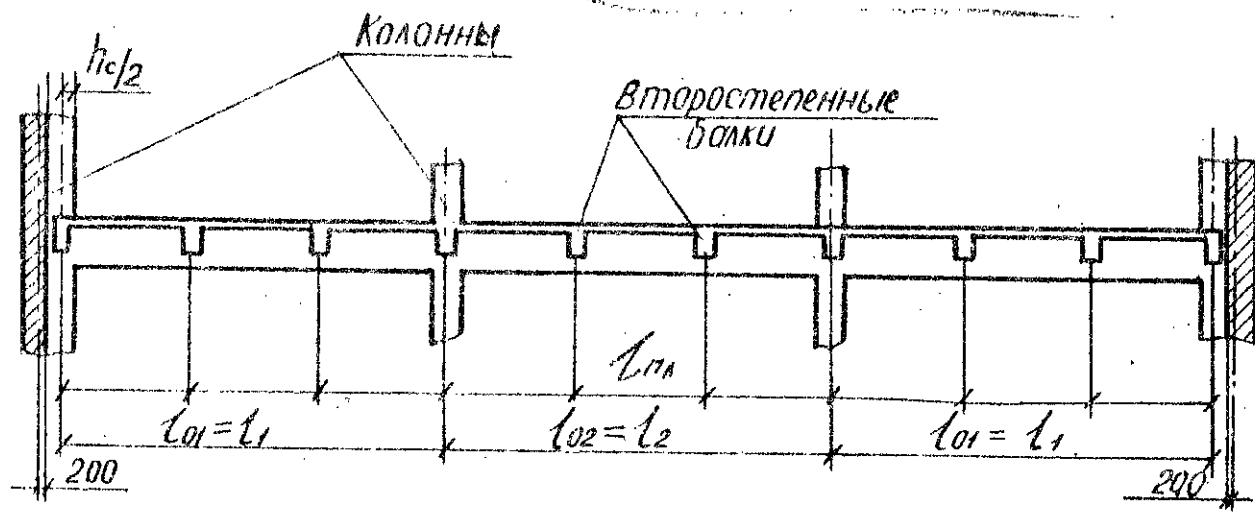
Отмечаются достоинства и недостатки двух вариантов расположения второстепенных и главных балок. Сообщаются данные о рекомендуемых материалах — бетоне и арматуре, конструктивных требованиях, предъявляемых к проектированию элементов перекрытия (плитах, главных и второстепенных балках). Приведены методика и последовательность определения нагрузок на элементы перекрытия — плиту и второстепенную балку, примеры их расчета и конструирования в зависимости от варианта армирования — сварными или вязаными сетками и каркасами.

В части 2 рассматриваются методики определения нагрузок на главную балку, колонну и фундамент и усилий, действующих в конструкциях; примеры их расчета и конструирования.

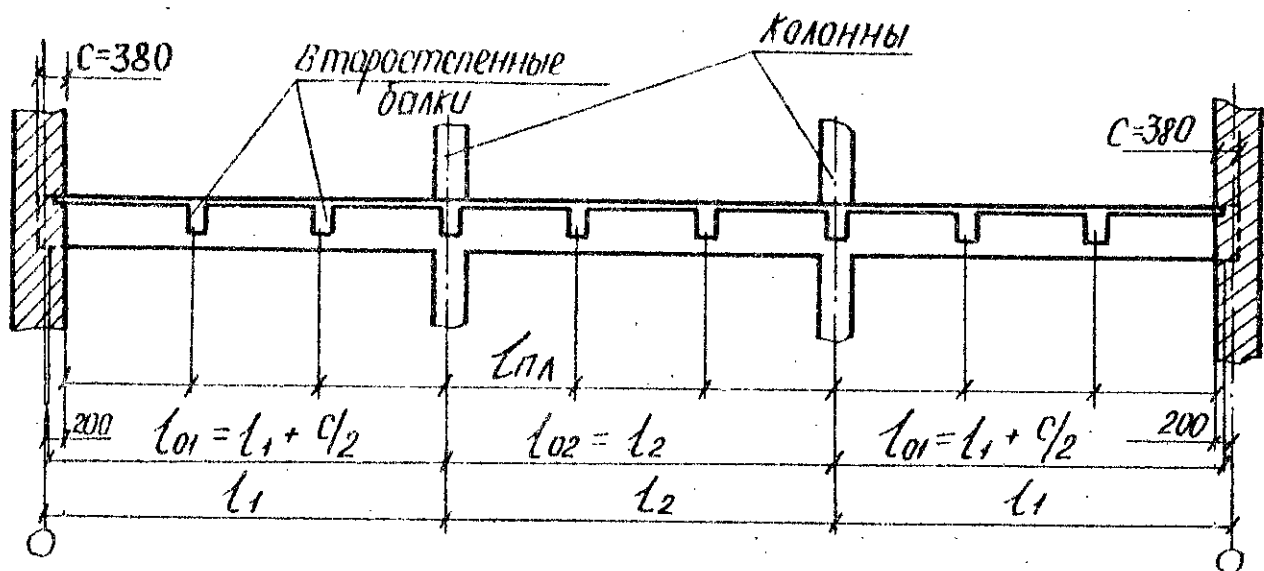
Данные методические указания могут быть использованы студентами всех специальностей при выполнении курсовых проектов по кафедре железобетонных и каменных конструкций.

I. КОНСТРУКТИВНАЯ СХЕМА И КОМПОНОВКА ПЕРЕКРЫТИЯ

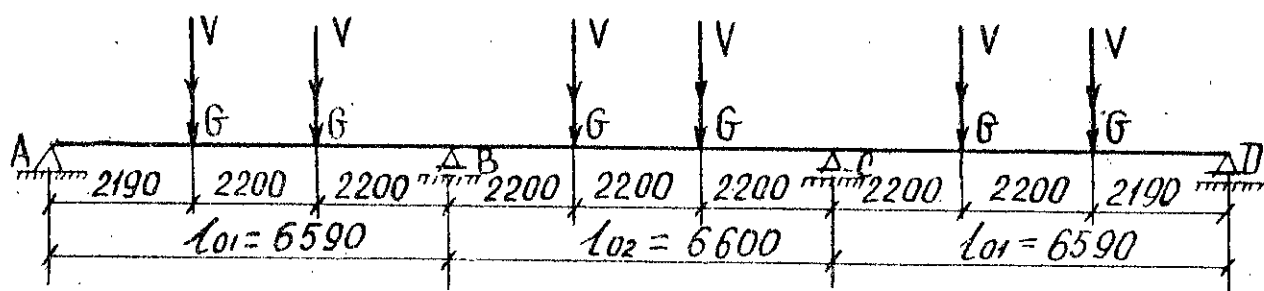
Главные балки являются многопролетными неразрезными системами таврового сечения с полкой сверху. При полном каркасе (рис. I, а)



а



б



в

Рис. 1. Конструктивная схема главной балки: а – при полном каркасе; б – при неполном каркасе; в – расчетная схема балки при неполном каркасе

опорами балок служат колонны, при неполном – промежуточными служат колонны, а крайними – наружные стены (рис. 1,б). На главные балки опираются второстепенные, в каждом пролете главной балки могут размещаться одна, две или три второстепенные балки в зависимости от пролета плиты и временной нагрузки. Главные балки располагаются в продольном или поперечном направлении здания, их пролеты могут быть 6...8 м. При пролетах главной балки до 6 м и временной нагрузке $q = 3 \text{ кН/м}^2$ в середине каждого из них допускается размещать по одной второстепенной балке. При той же временной нагрузке и пролетах главной балки более 6 м в середине каждого из них размещаются две или три второстепенные балки. Варианты компоновки перекрытия см. на рис.4 в части I методических указаний. Размеры поперечного сечения главных балок можно принимать по табл.3 из части I.

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ГЛАВНОЙ БАЛКИ, КОЛОННЫ И ФУНДАМЕНТА

Рекомендации о назначении класса бетона в зависимости от интенсивности нагрузки на перекрытие, а также способов армирования главной балки сварными или вязаными каркасами, об арматурных стержнях, их диаметре и классе приведены в разд.2 части I.

Колонны рекомендуется изготавливать из бетона классов не ниже В15, а сильно нагруженные – не ниже В25.

Класс бетона по прочности на сжатие для монолитных фундаментов на естественном основании рекомендуется принимать не ниже В12,5.

Колонны армируются сварными или вязаными каркасами. Плоские сварные каркасы объединяются в пространственные поперечными соединительными стержнями.

Пространственные вязанные каркасы образуются из продольных и поперечных стержней – хомутов. В местах перегиба хомутов должен располагаться продольный стержень. Концы хомута загибаются вокруг одного из продольных стержней, находящихся в углу каркаса. Продольные стержни соединяются с хомутами вязальной проволокой.

Диаметр продольных стержней каркасов следует назначать: при отсутствии эксцентриситета продольной силы или при случайном эксцентриситете – не менее 12 мм; при наличии эксцентриситета по расчету – не менее 16 мм. Стержни рабочей продольной арматуры надо принимать одного диаметра, но не более двух разных диаметров, при этом стержни большего диаметра размещаются в углах пространственного каркаса. Диаметр продольных конструктивных монтажных стержней каркаса принимается, как

правило, 12 мм. Продольные стержни выполняются из стали классов А-П и А-Ш, реже - А-I, поперечные в сварных каркасах при диаметре 3...5 мм - из стали класса Вр-I, а при диаметре 6...10 мм - из стали класса А-I. Для вязаных каркасов диаметр хомутов принимается 6, 8 мм из стали класса А-I.

Диаметр стержней поперечной арматуры в зависимости от конструкции каркаса и диаметра продольных рабочих стержней следует принимать по табл. I.

Таблица I

Рекомендуемый диаметр стержней поперечной арматуры, мм, при диаметре продольных стержней, мм

Конструкция каркаса	12	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Сварной	3	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Вязаный	5	5	5	5	6	8	8	8	10	10

Нижняя ступень монолитного фундамента армируется сварными или вязаными сетками. При размерах подошвы фундамента до 3 м можно применять одну сетку с рабочими стержнями в двух направлениях. Если размеры подошвы более 3 м, применяются две или более узкие сетки. Тогда сетки укладываются в два слоя, при этом стержни верхних сеток располагаются под углом 90° к стержням нижних сеток.

Диаметр рабочих стержней сеток (сварных или вязаных), укладываемых вдоль стороны 3 м, должен быть не менее 10 мм, а при стороне подошвы более 3 м - не менее 12 мм.

При вязаных сетках и арматуре периодического профиля класса А-П или А-Ш два крайних ряда пересечений стержней по периметру сетки должны быть соединены сваркой, допускается дуговая сварка. Внутренние пересечения стержней через один узел в шахматном порядке должны быть перевязаны вязальной проволокой. Если применяются гладкие стержни из арматуры класса А-I их концы должны заканчиваться крюками, а сваривать стержни по периметру сетки не требуется.

Подколонники монолитных фундаментов армируются продольными и поперечными стержнями сварными или вязаными каркасами аналогично армированию колонн.

Диаметр и класс арматуры продольных и поперечных стержней принимаются в соответствии с армированием колонн.

3. РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

3.1. Нагрузки на главную балку, расчетная схема и расчетные пролеты

На главную балку приходятся нагрузки, собираемые с полосы, равной расстоянию между осями главных балок, и прикладываются в виде сосредоточенных сил в местах опирания второстепенных балок. Нагрузки состоят из постоянных и временных.

Постоянные нагрузки, определяемые составом конструкции, включают в себя: массу пола, перегородок, стен, штукатурки, железобетонных, металлических и других конструкций перекрытия, вес ребра главной балки с участка, равного расстоянию между осями второстепенных балок.

Временные нагрузки определяются из условия технологического процесса.

Все нагрузки состоят из нормативных значений и расчетных величин. Порядок определения нормативных и расчетных нагрузок приведен в табл.5 разд.4 части I.

Расчетная схема главной балки принимается в виде неразрезной балки на шарнирно вращающихся опорах. При полном каркасе на крайних опорах возникает защемление балки; при неполном – крайние опоры свободно опертые (рис. I, в).

Расчетная схема главной балки зависит от количества пролетов и сосредоточенных нагрузок в каждом из них. При шести и более пролетах главная балка рассчитывается как пятипролетная.

Расчетные пролеты назначаются: при полном каркасе – равными расстоянию между осями колонн, при неполном для крайних пролетов – расстоянию от середины площади опирания балки на стену до оси колонны, для средних пролетов аналогично схеме с полным каркасом, а именно: при полном каркасе (рис. I, а) для крайних пролетов $\ell_{01} = \ell_1$, для средних, – $\ell_{02} = \ell_2$; при неполном каркасе (рис. I, б) для крайних пролетов $\ell_{01} = \ell_1 + \ell/2$, для средних – $\ell_{02} = \ell_2$.

3.2. Определение усилий в балке

Расчетные усилия с учетом перераспределения изгибающих моментов между опорными и пролетными сечениями. Предварительно определяют усилия в балке как в упругой системе. Если разница в расчетных пролетах

не превышает 10%, усилия определяют как для равнопролетной балки. При расхождении расчетных пролетов более 10% усилия определяются как для неравнопролетных балок.

Усилия как в упругой системе от сосредоточенных (G – постоянной и G^* – временной) нагрузок рекомендуется вычислять согласно условиям:

$$M = \alpha G l_0 + \beta G^* l_0;$$

$$Q = \gamma G l_0 + \delta G^* l_0,$$

где коэффициенты α , β , γ , δ принимаются в зависимости от схемы нагружения по табл. П.1.

Наиболее невыгодные схемы нагружения главных балок и комбинация нагрузок для каждой из них показаны на рис. 2.

Перераспределение изгибающих моментов в силу проявления неупругих деформаций производится путем наложения на основную эпюру изгибающих моментов, вычисленной как в упругой системе, добавочных эпюр. Пределом рационального перераспределения следует считать такое уменьшение максимального изгибающего момента на опоре B , при котором изгибающие моменты во втором пролете от второй комбинации нагрузок будут примерно равны изгибающим моментам, полученным из расчета упругой системы при других схемах нагружения. При этом предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин при действии всей нагрузки должна быть не более $q_{сзс} = 0,4$ мм, а продолжительность раскрытия при постоянных и длительных нагрузках $q_{сзс} = 0,3$ мм.

После выравнивания значений опорных моментов для всех схем нагружения балки эпюры изгибающих моментов наносят на одну схему и строят огибающую эпюру M .

Изгибающие моменты у грани опоры

$$M_{Bгр} = M_B - Q h_c / 2,$$

где Q – перерезывающая сила на данной опоре, меньшая по абсолютному значению для рассматриваемой комбинации; h_c – сторона сечения колонны в плоскости действия изгибающего момента.

Огибающую эпюру перерезывающих сил строят путем нанесения ординат эпюр перерезывающих сил от каждой схемы нагружения.

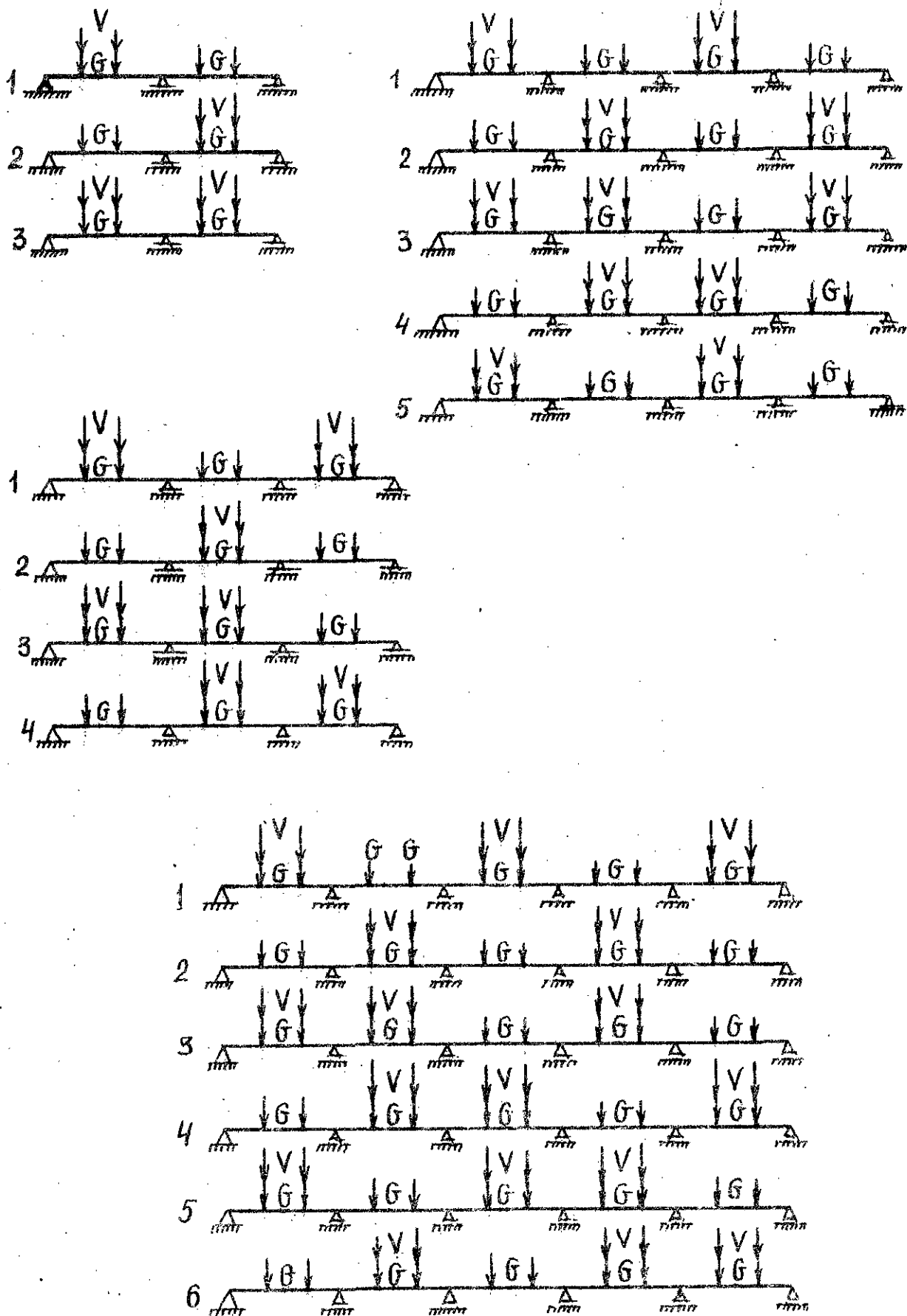


Рис. 2. Схемы загрузки главной балки

3.3. Расчет прочности нормальных сечений

При вычислении площади сечения продольной рабочей арматуры в пролетах согласно положительным значениям изгибающих моментов балку рассчитывают как конструкцию таврового профиля с полкой в сжатой зоне.

Ширина полки b_f' , учитываемая в расчете, принимается в зависимости от отношения h_f'/h : в каждую сторону от ребра балки. $b_f' \leq 1/6 l$, где l - пролет балки, т.е. $b_f' = 12 h_f'$, а при $h_f'/h > 0,1$ - $b_f' = 1/2$ расстояния в свету между главными балками, а при расстоянии между второстепенными балками больше, чем между главными балками и $h_f'/h < 0,1$ - $b_f' = 6 h_f'$.

Площадь сечения продольной рабочей арматуры над опорами, во втором и средних пролетах рассчитывают по отрицательным значениям изгибающих моментов с учетом ширины ребра балки, так как плита в этом случае находится в растянутой зоне.

Порядок расчета: определяют высоту сечения балки h_0 исходя из принятого расположения рабочей арматуры (защитного слоя бетона, диаметра и количества стержней), расчетные сопротивления бетона R_b и арматуры R_s (согласно заданному классу бетона и арматуры), расчет площади поперечного сечения стержней A_s и их количество приведен в п.6.1.2 части I. При определении количества продольных стержней, размещенных в один ряд, необходимо исходить из рекомендаций, приведенных в табл.2. При этом необходимо учитывать, что количество стержней, размещаемых в один ряд, зависит не только от ширины сечения балки и диаметра стержней, но и от конструкции вязаных карнасов - их хомутов (двух- и четырехсрезные).

Таблица 2

Максимальное число продольных стержней
одинакового диаметра, размещаемых в одном ряду, шт.

Ширина сечения балки, мм	Диаметр стержней, мм										
	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
200	4	4	4	4	3	3	3	3	2	-	-
	5	4	4	4	4	3	3	3	2	-	-
300	-	-	6	6	5	5	5	4	4	3	3
	-	-	7	6	6	5	5	5	4	3	3

I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
400	-	-	-	-	$\frac{7}{8}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{6}{7}$	$\frac{6}{6}$	$\frac{6}{6}$	$\frac{5}{5}$	$\frac{4}{4}$
	-	-	-	-	8	8	7	6	6	5	4
500	-	-	-	-	$\frac{9}{10}$	$\frac{9}{10}$	$\frac{8}{9}$	$\frac{8}{8}$	$\frac{7}{7}$	$\frac{6}{6}$	$\frac{6}{6}$
	-	-	-	-	10	10	9	8	7	6	6

Примечание. В числителе указана верхняя арматура в сечении балки, в знаменателе — нижняя.

3.4. Расчет прочности наклонных сечений

Данный расчет производится исходя из совместного действия изгибающего момента M и поперечной силы Q , но учитываются эти усилия отдельно. Основное уравнение прочности наклонного сечения на действие поперечной силы, находят из условия равновесия приопорной части, т.е. проекции на вертикальную ось внешних усилий и внутренних сил в сечении элемента.

При проектировании монолитных железобетонных балок, армированных сварными каркасами, внутренние усилия представляют сумму усилий, воспринимаемых поперечными стержнями $R_{sw} A_{sw}$ и бетоном сжатой зоны Q_B , тогда

$$Q \leq \sum R_{sw} A_{sw} + Q_B,$$

где R_{sw} — расчетное сопротивление растяжению арматуры поперечных стержней; A_{sw} — площадь сечения поперечных стержней.

Методика расчета приведена в п.6.1.3 части I.

При проектировании главной балки вязаными каркасами весь ее участок от опоры (стена, колонна) до первой второстепенной балки должен быть перекрыт отогнутыми стержнями, тогда кроме усилий в поперечных стержнях и в бетоне сжатой зоны возникает усилие в отогнутых стержнях $R_{sw} A_{inc}$. В этом случае прочность наклонного сечения определяется из зависимости

$$Q \leq \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{sw} A_{inc} \sin \alpha + Q_B,$$

где A_{inc} — площадь поперечного сечения одной плоскости отогнутых стержней; α — угол наклона отогнутых стержней к продольной оси балки, принимаемый для балок $h \leq 600$ мм — $\alpha = 45^\circ$, при $h > 600$ мм — $\alpha = 60^\circ$.

Расчет прочности наклонных сечений балки, армированной вязаными каркасами при наличии отогнутых стержней, состоит из двух этапов: определения усилий в поперечных стержнях и бетоне сжатой зоны (см. [2, блок-схему 15]) и усилия в отогнутых стержнях.

Расчет выполняется согласно условию

$$Q - \sum R_{sw} A_{inc} \sin \alpha = \sum R_{sw} A_{sw} + Q_B.$$

3.5. Пример расчета главной балки

3.5.1. Расчетная схема, расчетные пролеты, нагрузки

Расчет производим для варианта I компоновки конструкции перекрытия (см. рис. 4, а части I). Главная балка трехпролетная, загруженная сосредоточенными нагрузками (см. рис. I, в).

Крайними опорами балки являются стены здания, средними – колонны.

Расчетные пролеты

При глубине заделки главной балки в стену на $l = 380$ мм (см. рис. I, в) расчетными пролетами являются:

в крайних пролетах $l_{01} = 6400 + \frac{380}{2} = 6590$ мм, в средних –

$$l_{02} = 6600 \text{ мм.}$$

Постоянные расчетные нагрузки

Масса главной балки приводится к сосредоточенной нагрузке, приложенной в местах опирания второстепенных балок. При сечении главной балки $b \times h = 300 \times 700$ мм (см. часть I) нагрузка составляет от массы:

$$\text{главной балки с участка длиной } \frac{l_{02}}{3} = \frac{6600}{3} = 2200 \text{ мм}$$

$$b(h - h_f) \frac{l_{02}}{3} \rho \times 9,81 \gamma_n \gamma_f =$$

$$= 0,3(0,7 - 0,08) \cdot \frac{6,6}{3} \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 10,5 \text{ кН;}$$

второстепенных балок

$$b_{в.б}(h_{в.б} - h_f) \rho \cdot 9,81 l_{в.б} \gamma_n \gamma_f =$$

$$= 0,2(0,5 - 0,08) 2,5 \cdot 9,81 \cdot 7,5 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 16,1 \text{ кН;}$$

конструкции пола и плиты (см. ч. I, табл. 5)

$$q_{\ell, \Sigma} = 3,32 \cdot 2,2 \cdot 7,5 = 53,2 \text{ кН.}$$

Итого: $G = 10,5 + 16,1 + 53,2 = 79,8 \text{ кН.}$

Временные расчетные нагрузки, передаваемые как сосредоточенные силы через второстепенные балки,

$$V = V_n \cdot \ell_{8,8} \cdot \frac{\ell_{21,6}}{3} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 13,5 \cdot 7,5 \cdot \frac{6,6}{3} \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 253,9 \text{ кН.}$$

3.5.2. Усилия от расчетных нагрузок

Для трехпролетной главной балки рассматриваются три комбинации размещения временной нагрузки при постоянной нагрузке во всех пролетах.

I-я комбинация. Полезная (временная) нагрузка - размещена в I-м и III-м пролетах (рис. 3).

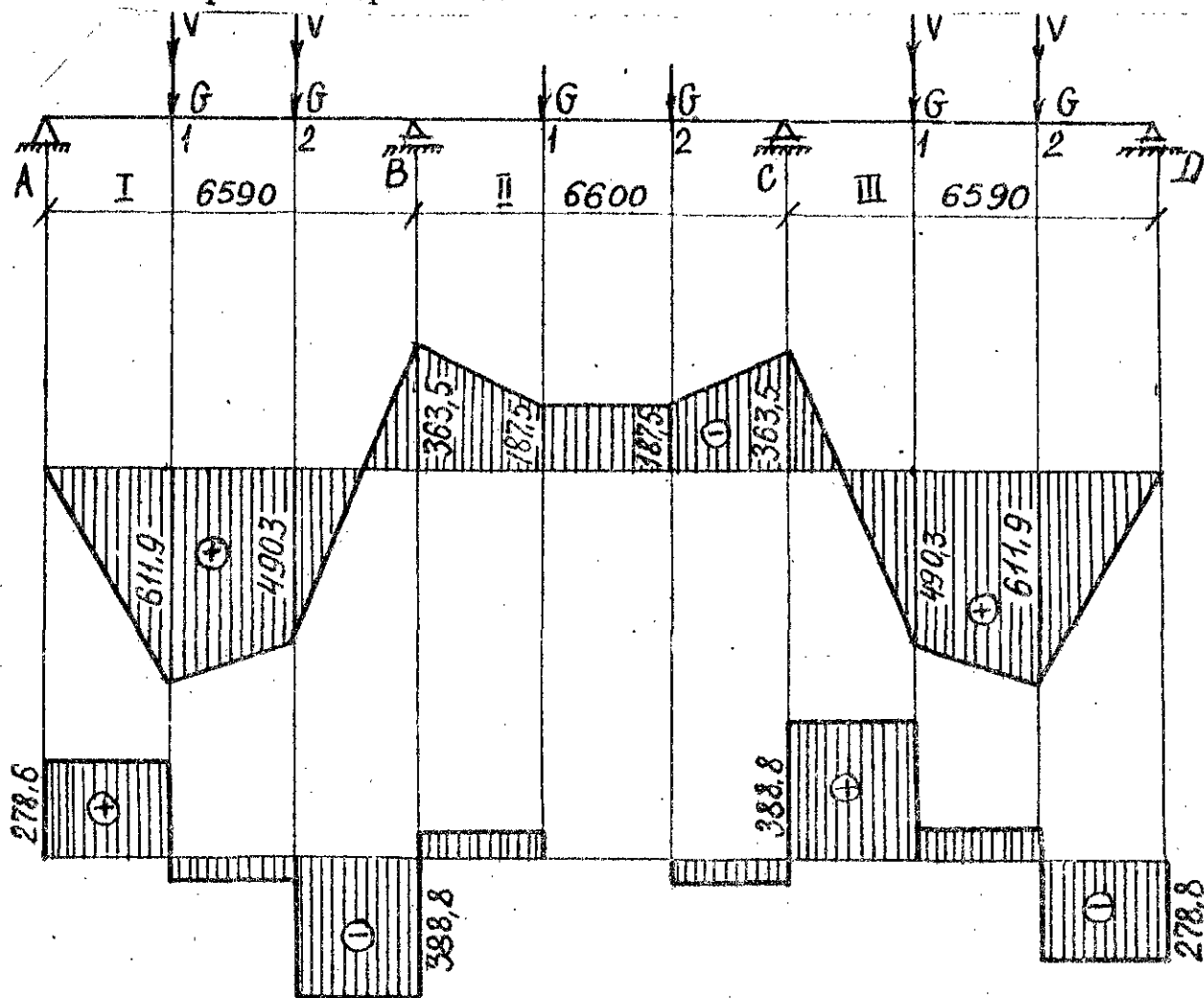


Рис. 3. Расчетная схема, эпюры M и Q при I-й комбинации нагрузок

Вычисляем ординаты эпюры:
моментов

$$M_{11} = \alpha G l_0 + \beta V l_0 = 0,244 \cdot 79,8 \cdot 6,59 + 0,289 \cdot 253,9 \cdot 6,59 = 611,9 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{12} = 0,156 \cdot 79,8 \cdot 6,59 + 0,244 \cdot 253,9 \cdot 6,59 = 490,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = -0,267 \cdot 79,8 \cdot 6,6 - 0,133 \cdot 253,9 \cdot 6,6 = -363,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{21} = M_{22} = 0,067 \cdot 79,8 \cdot 6,6 - 0,133 \cdot 253,9 \cdot 6,6 = -187,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

поперечных сил

$$Q_A = \gamma G l_0 + \delta V l_0 = 0,733 \cdot 79,8 + 0,867 \cdot 253,9 = 278,6 \text{ кН.}$$

$$Q_B^{\text{лев}} = 1,267 \cdot 79,8 - 1,133 \cdot 253,9 = -388,8 \text{ кН.}$$

$$Q_B^{\text{пр}} = 1,0 \cdot 79,8 = 79,8 \text{ кН.}$$

2-я комбинация. Полезная нагрузка размещена в среднем пролете (рис.4). Вычисляем ординаты эпюры

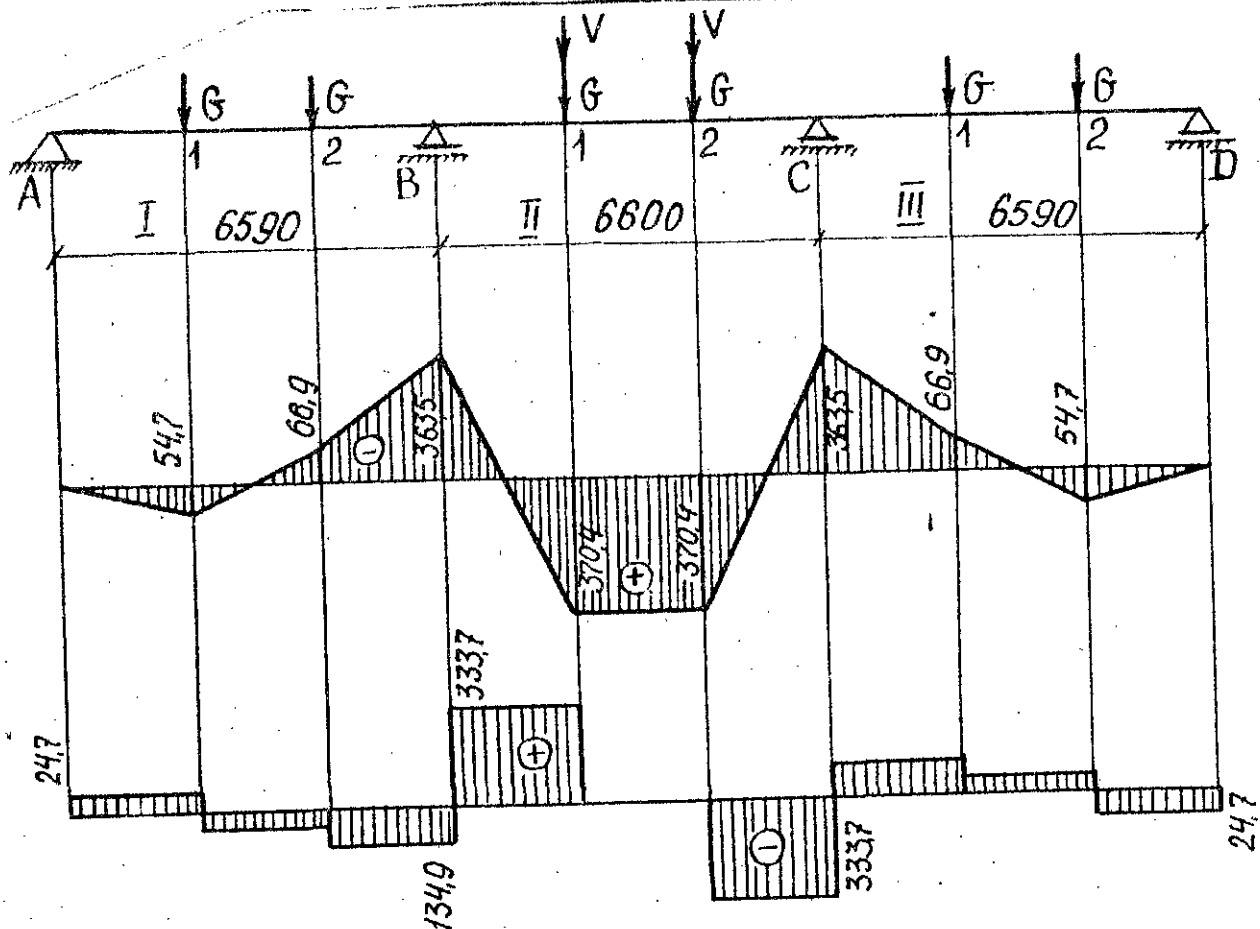


Рис. 4. Расчетная схема, эпюры M и Q при 2-й комбинации нагрузок

моментов M :

$$M_{11} = 0,244 \cdot 79,8 \cdot 6,59 - 0,044 \cdot 253,9 \cdot 6,59 = 54,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{12} = 0,156 \cdot 79,8 \cdot 6,6 - 0,089 \cdot 253,9 \cdot 6,6 = -66,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B = M_C = -0,267 \cdot 79,8 \cdot 6,6 - 0,133 \cdot 253,9 \cdot 6,6 = -363,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{21} = M_{22} = 0,067 \cdot 79,8 \cdot 6,6 + 0,200 \cdot 253,9 \cdot 6,6 = 370,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

поперечных сил

$$Q_A = 0,733 \cdot 79,8 - 0,133 \cdot 253,9 = 24,7 \text{ кН};$$

$$Q_B^{\text{лев}} = -1,267 \cdot 79,8 - 0,133 \cdot 253,9 = -134,9 \text{ кН};$$

$$Q_B^{\text{пр}} = 1,0 \cdot 79,8 + 1,0 \cdot 253,9 = 333,7 \text{ кН}.$$

3-я комбинация. Полезная нагрузка размещена в пролетах I и II (рис. 5).

Вычисляем ординаты эпюры моментов M :

$$M_{11} = 0,244 \cdot 79,8 \cdot 6,59 + 0,229 \cdot 253,9 \cdot 6,59 = 511,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{12} = 0,156 \cdot 79,8 \cdot 6,59 + 0,125 \cdot 253,9 \cdot 6,59 = 291,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B = -0,267 \cdot 79,8 \cdot 6,6 - 0,311 \cdot 253,9 \cdot 6,6 = -661,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{21} = 0,067 \cdot 79,8 \cdot 6,6 + 0,096 \cdot 253,9 \cdot 6,6 = 196,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{22} = 0,067 \cdot 79,8 \cdot 6,6 + 0,170 \cdot 253,9 \cdot 6,6 = 320,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_C = -0,267 \cdot 79,8 \cdot 6,6 - 0,089 \cdot 253,9 \cdot 6,6 = -289,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{31} = 0,156 \cdot 79,8 \cdot 6,59 - 0,055 \cdot 253,9 \cdot 6,59 = -10,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{32} = 0,244 \cdot 79,8 \cdot 6,59 - 0,028 \cdot 253,9 \cdot 6,59 = 81,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Вычисляем ординаты эпюры поперечных сил:

$$Q_A = 0,733 \cdot 79,8 + 0,689 \cdot 253,9 = 233,4 \text{ кН};$$

$$Q_B^{\text{лев}} = -1,267 \cdot 79,8 - 1,311 \cdot 253,9 = -433,9 \text{ кН};$$

$$Q_B^{\text{пр}} = 1,0 \cdot 79,8 + 1,222 \cdot 253,9 = 390,0 \text{ кН};$$

$$Q_C^{\text{лев}} = -1,0 \cdot 79,8 - 0,778 \cdot 253,9 = -277,3 \text{ кН};$$

$$Q_C^{\text{пр}} = 1,267 \cdot 79,8 + 0,089 \cdot 253,9 = 123,7 \text{ кН};$$

$$Q_D = -0,733 \cdot 79,8 + 0,089 \cdot 253,9 = -36,0 \text{ кН}.$$

Для трехпролетной балки возможна и 4-я комбинация нагрузок, когда временной нагрузкой загружены пролеты II и III. В этом случае при вычислении ординат эпюр используются их значения для 3-й комбинации нагрузок в зеркальном изображении.

Огибающая эпюра моментов показана на рис. 6.

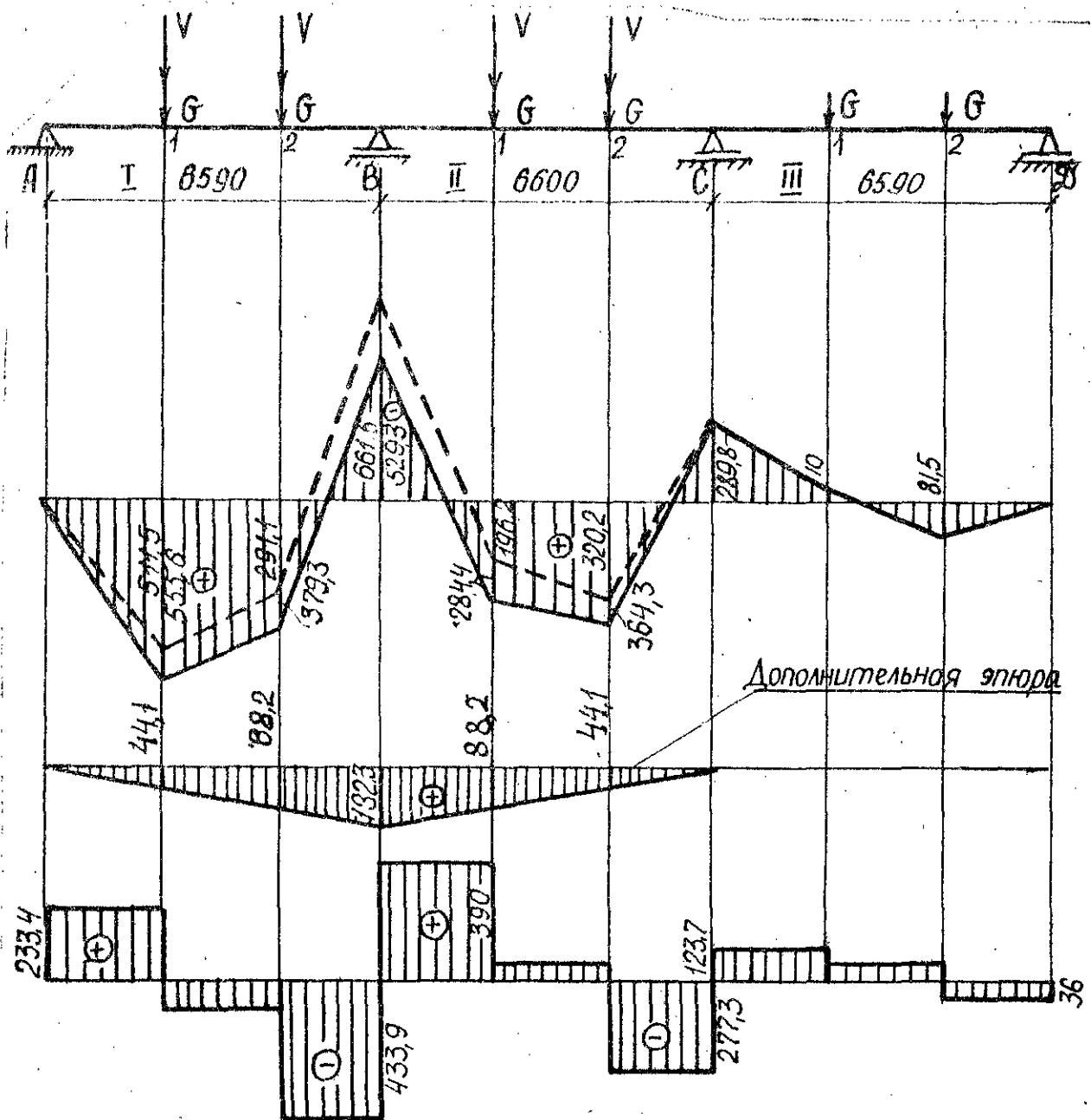


Рис. 5. Расчетная схема, эпюры M и Q при 3-й комбинации нагрузок

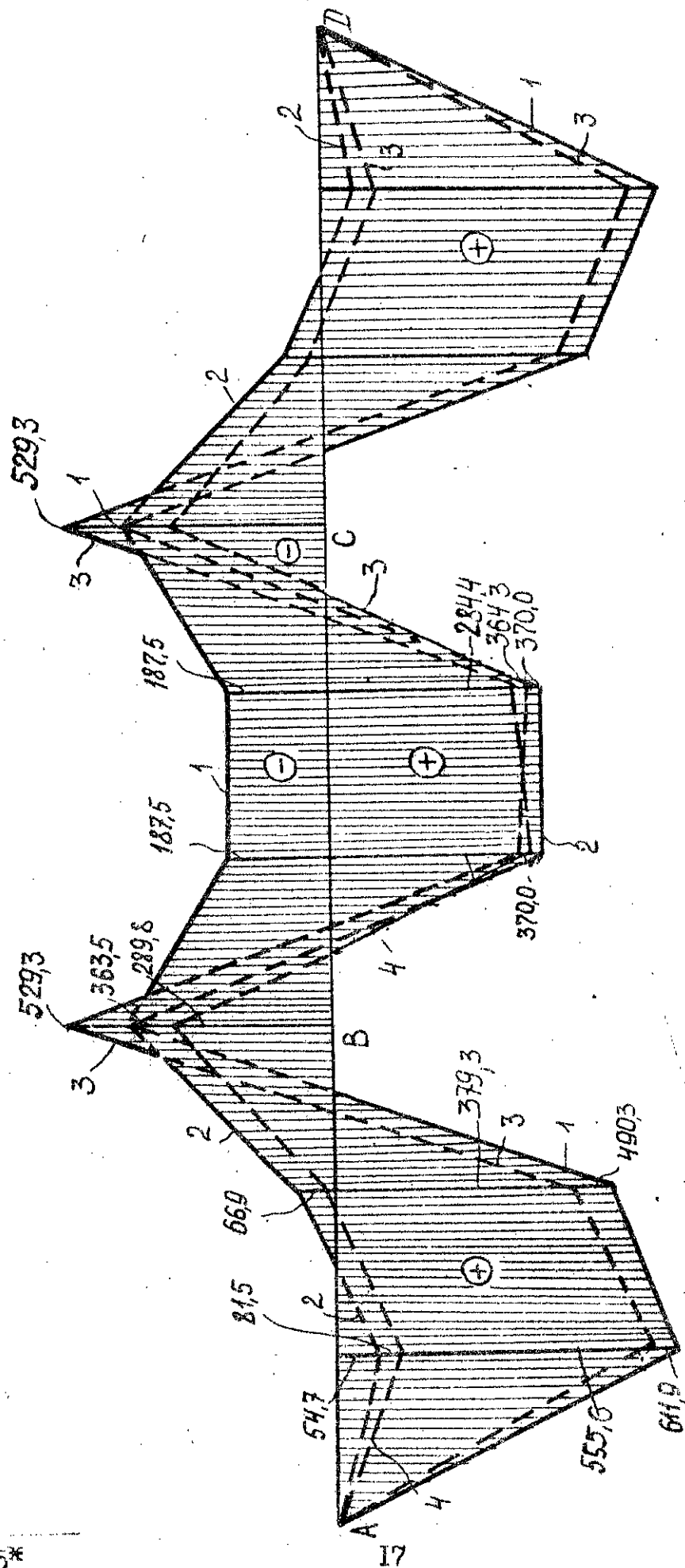


Рис. 6. Сгибающая эпюра моментов

Для учета перераспределения усилий назначаем дополнительную эпюру моментов для 3-й комбинации (см. рис. 6) ее ординаты равны:

на опоре B

$$M_{B, \text{доп}} = 0,2 \quad M_B = 0,2 \cdot 661,6 = 132,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

в пролетах

$$M_{11} = M_{21} = \frac{1}{3} M_{B, \text{доп}} = \frac{1}{3} \cdot 132,3 = 44,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{12} = M_{22} = \frac{2}{3} M_{B, \text{доп}} = \frac{2}{3} \cdot 132,3 = 88,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Суммированием ординат основной эпюры изгибающих моментов (рис. 6) с ординатами дополнительной эпюры образуется перераспределенная эпюра моментов, изображенная сплошной линией, а ее ординаты

$$M_{11} = 511,5 + 44,1 = 555,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{12} = 291,1 + 88,2 = 379,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = -661,6 + 132,3 = -529,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{21} = 196,2 + 88,2 = 284,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{22} = 320,2 + 44,1 = 364,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C = -289,8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Наложением одной на другую эпюр моментов 1-3-й комбинаций нагрузок получаем очертание и значение огибающей эпюры изгибающих моментов.

Для четырех и пятипролетных балок используют дополнительные эпюры изгибающих моментов, понижающие значения опорных моментов на средних опорах и увеличивающие значения пролетных моментов.

3.5.3. Расчет прочности нормальных сечений

Предварительно принятую высоту балки проверяют по изгибающему моменту у грани опоры B .

Значения моментов у грани опоры B , кН·м:
от 3-й комбинации нагрузок

$$M_{B, \text{гр}} = -M_B + q \frac{h_c}{2} = -529,3 + 390 \frac{0,4}{2} = -451,$$

от 1-й комбинации

$$M_{B, \text{гр}} = -363,5 + 78,4 \cdot \frac{0,4}{2} = -347,5,$$

от 2-й комбинации

$$M_{B.2P} = -363,5 + 134,9 \cdot \frac{0,4}{2} = -336,5,$$

где Q — поперечная сила у грани опоры B , меньшая при абсолютной величине; $h_0 = 0,4$ м — высота сечения колонны.

Рабочая высота сечения балки при граничном положении нейтральной оси проверяется исходя из условия

$$\frac{x}{h_0} = \xi = 0,35 \text{ при значении коэффициента } \alpha_m = 0,289,$$

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{B.2P}}{\alpha_m R_b b}} = \sqrt{\frac{451 \cdot 10^6}{0,289 \cdot 10,35 \cdot 300}} = 709 \text{ мм.}$$

Тогда высота сечения балки при армировании ее сварными каркасами, а второстепенной балки — сварными сетками:

$$h = h_0 + a = 709 + 60 = 769 \text{ мм,}$$

принимаем $h = 800$ мм, $h_0 = 800 - 60 = 740$ мм, где $a = 60$ мм (см. рис. 7,б).

Подбор сечения арматуры

Продольные стержни каркасов принимаем из арматуры класса А-III с $R_s = 365$ МПа, поперечные стержни из арматуры класса А-I с $R_{sw} = 175$ МПа. В пролетах сечение балки учитывается как тавровое шириной b_f' (рис. 7,а).

При $\frac{h_f}{h} = \frac{80}{800} = 0,1$ ширину полки принимаем

$$b_f' = \frac{1}{3} l = \frac{1}{3} \times 6600 = 2200 \text{ мм.}$$

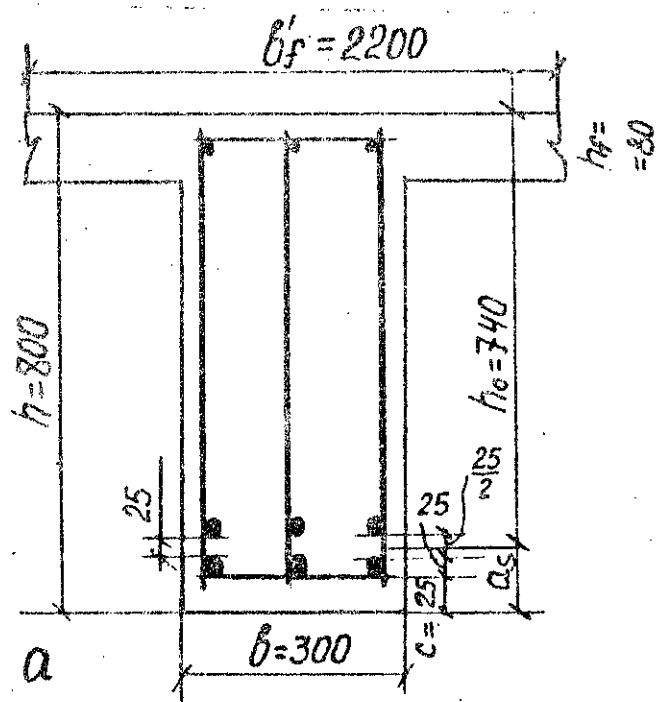
На опорах и в пролете сечение балки по отрицательному моменту учитываем прямоугольное шириной ребра $b = 300$ мм (рис. 7,б).

Площадь сечения и количество продольной рабочей арматуры

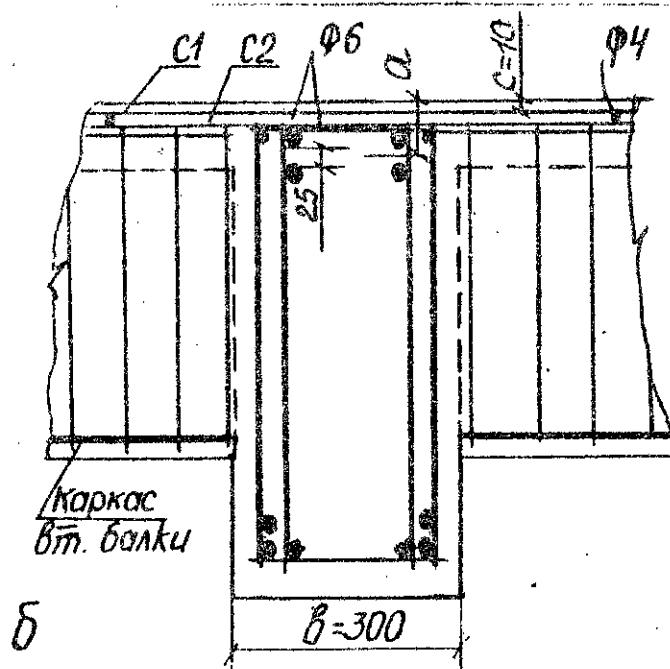
В крайнем пролете
вычисляем значение коэффициента

$$\alpha_m = \frac{M_{11}}{R_b b h_0^2} = \frac{611,9 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2200 \cdot 740^2} = 0,049,$$

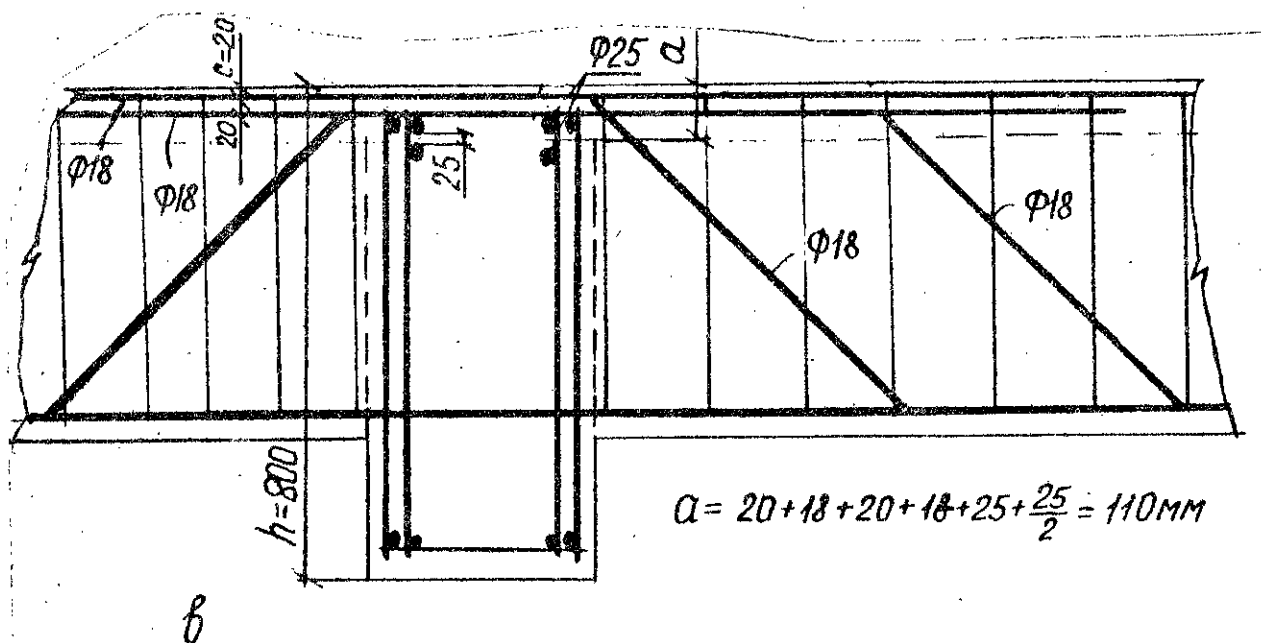
значению $\alpha_m = 0,049$ (ч. I, табл. П. I) соответствует $\xi = 0,975$.



$$a = 25 + 25 + \frac{25}{2} \approx 60 \text{ mm}$$



$$a = 10 + 2 \cdot 6 + 4 + 25 + \frac{25}{2} = 60 \text{ mm}$$



$$a = 20 + 18 + 20 + 18 + 25 + \frac{25}{2} = 110 \text{ mm}$$

Рис. 7. Расчетные сечения главной балки: а – в пролете; б – на опоре при армировании второстепенной балки сварными сетками и каркасами; в – то же отдельными стержнями.

Тогда

$$A_s = \frac{M}{R_s \xi h_0} = \frac{611,9 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,975 \cdot 740} = 2323 \text{ мм}^2.$$

Принимаем три каркаса по два стержня диаметром 22 мм (позиции 1 и 2) в каждом (рис.8, а), $A_s = 2281 \text{ мм}^2$, что меньше требуемой 2323 мм^2 на 1,8...5%.

Верхние стержни каркасов принимаем конструктивно диаметром 12 А-III, поз.5.

В среднем пролете

$$\alpha_m = \frac{370 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2200 \cdot 740^2} = 0,029$$

(ч.1, табл.П.1) $\xi = 0,985$, тогда

$$A_s = \frac{370 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,985 \cdot 740} = 1390 \text{ мм}^2.$$

Принимаем два каркаса (рис.8., б) в первом ряду 2 \emptyset 22 А-III поз.3 $A_s = 760 \text{ мм}^2$, во втором - 2 \emptyset 20 А-III, поз.4 $A_s = 628 \text{ мм}^2$. Итого $\Sigma A_s = 760 + 628 = 1388 \approx 1390 \text{ мм}^2$.

Верхние стержни каркасов КР3 определяем по значению отрицательного момента $M = 187,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ при $h_0 = 800 - 35 = 765 \text{ мм}$

$$\alpha_m = \frac{187,5 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 300 \cdot 765^2} = 0,1 \text{ (ч.1, табл.П.1) } \xi = 0,945.$$

Тогда

$$A_s = \frac{187,5 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,945 \cdot 765} = 710 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 \emptyset 22 А-III, поз.6 $A_s = 760 > 710 \text{ мм}^2$.

На опорах В и С

$$\alpha_m = \frac{M_{B,CP}}{R_s B h_0^2} = \frac{451 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 300 \cdot 740^2} = 0,265, \quad \xi = 0,843.$$

Тогда

$$A_s = \frac{451 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,843 \cdot 740} = 1980 \text{ мм}^2.$$

Принимаем два каркаса КР4 (см.рис.8, в) по два стержня в каждом, т.е. 4 \emptyset 25 А-III, поз.8 $A_s = 1964 \text{ мм}^2$. Принятая площадь сечения арматуры на 0,8% меньше требуемой.

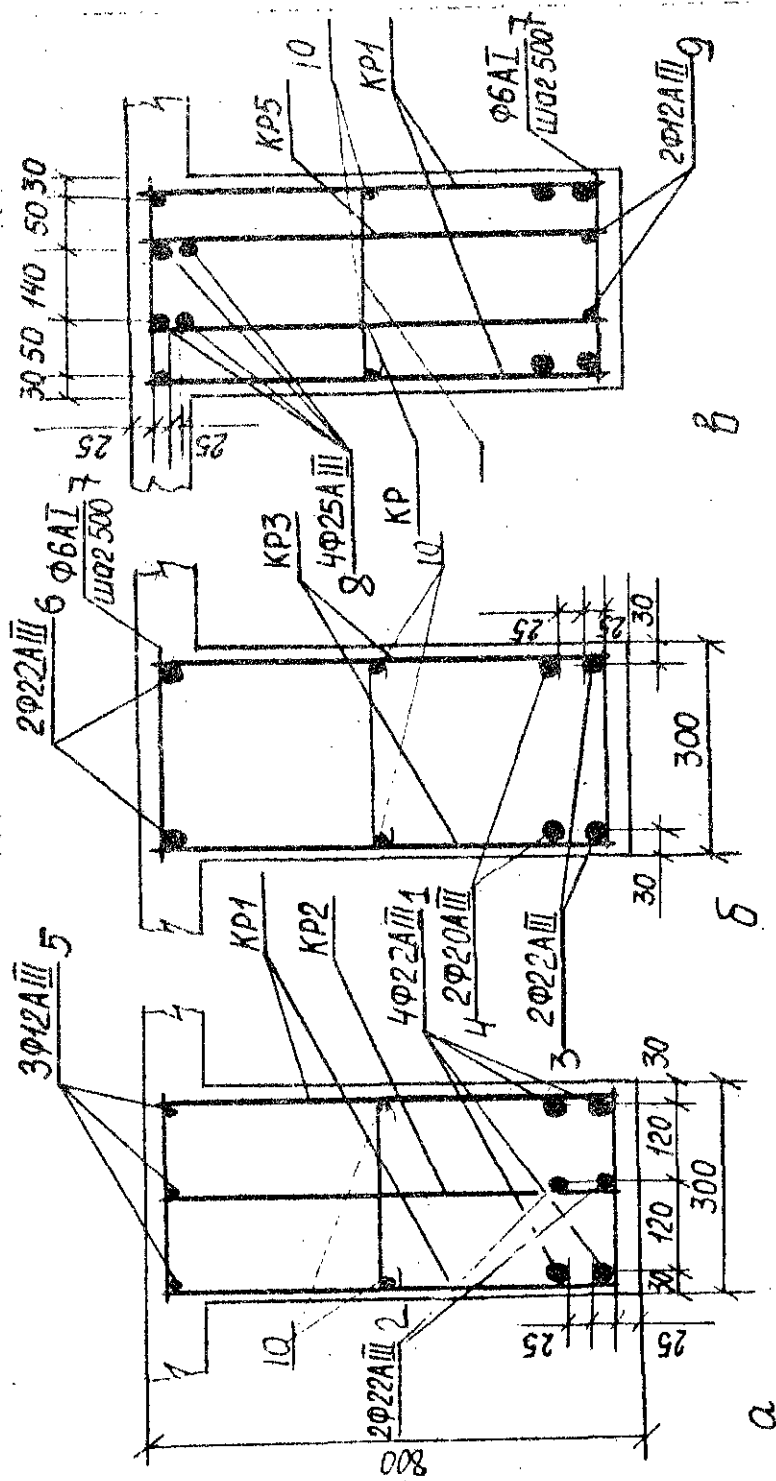


Рис. 8. Армирование сечений балки: а - в крайних пролетах; б - в среднем пролете; в - на опорах б и с

Нижние стержни каркасов КР4 принимаем конструктивно - 2 Ø 12 А-І, поз.9.

Армирование балки показано на рис.9, а.

Вариант армирования балки отдельными стержнями

При использовании в данном варианте бетона и арматуры по классу, как и в варианте армирования балки сварными каркасами площади сечения арматуры в пролетах и на опорах будут в обоих вариантах одинаковыми, т.е. в крайнем пролете $A_s = 2323 \text{ мм}^2$; принимаем 6 Ø 22 А-Ш, $A_s = 2281 < 2323 \text{ мм}^2$, из них 4 Ø 22 А-Ш в первом ряду и 2 Ø 22 А-Ш - во втором (рис.10, а).

Верхние стержни принимаем конструктивно 2 Ø 12 А-Ш, в среднем пролете $A_s = 1390 \text{ мм}^2$.

Принимаем два стержня диаметром 22 мм у боковых граней, $A_s = 760 \text{ мм}^2$ и 2 Ø 20 А-Ш в средней части сечения балки, $A_s = 628 \text{ мм}^2$ (рис. 10, б).

Верхние стержни принимаем 2 Ø 22 А-Ш (по аналогии с вариантом 1).

Тогда опорные сечения балки армируются отогнутыми стержнями из крайних пролетов 2 Ø 22 А-Ш, поз.2, $A_s = 760 \text{ мм}^2$, из среднего пролета 2 Ø 20 А-Ш, поз.5, $A_s = 628 \text{ мм}^2$, а также дополнительными стержнями 2 Ø 20 А-Ш, поз.7, $A_s = 628 \text{ мм}^2$ (рис.10, в).

Всего $A_s = 760 + 628 + 628 = 2016 > 1930 \text{ мм}^2$.

При высоте балки $h > 700 \text{ мм}$ по ее боковым поверхностям требуется установка дополнительных стержней, поз.10 (рис. 10).

Построение эпюры материалов

Вариант армирования балки сварными каркасами. Значения ординат эпюры огибающих моментов уменьшаются от середины пролетов балки к опорам и увеличиваются на промежуточных опорах.

Поэтому вся продольная рабочая арматура растянутых зон балки в пролетах не доводится до опор, а на опорах она размещается только в зоне растяжения.

Места обрывов стержней определяются построением эпюры материалов.

Последовательность вычисления ординат эпюры материалов:

определяем несущую способность сечения балок M_1 , M_2 и в соответствии с изменением площади поперечного сечения арматуры A_{s1} , A_{s2} и так далее по длине балки

$$M_1 = A_{s1} R_s \xi h_0,$$

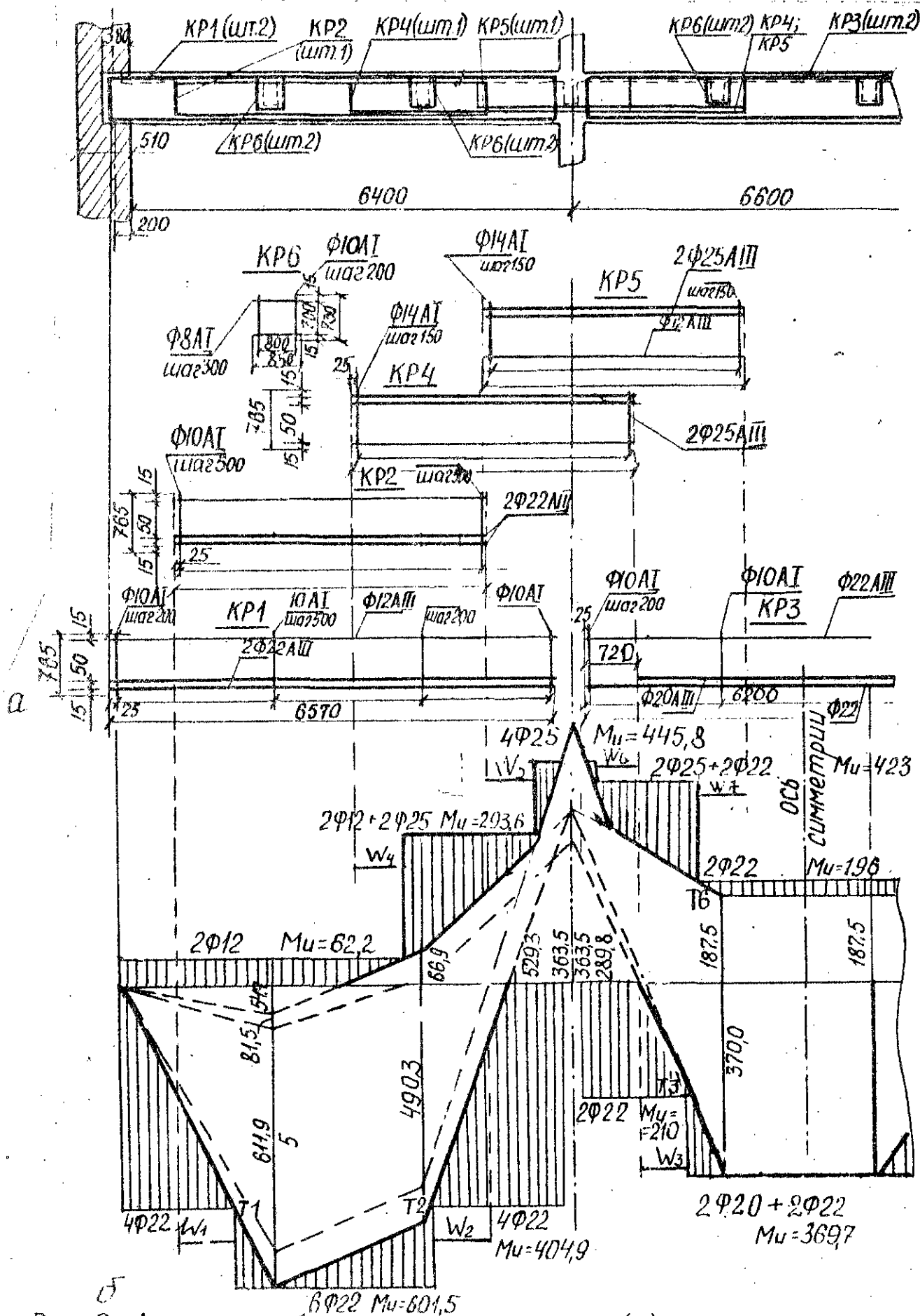


Рис. 9. Армирование балки сварными каркасами (а) и эпюра материалов (б)

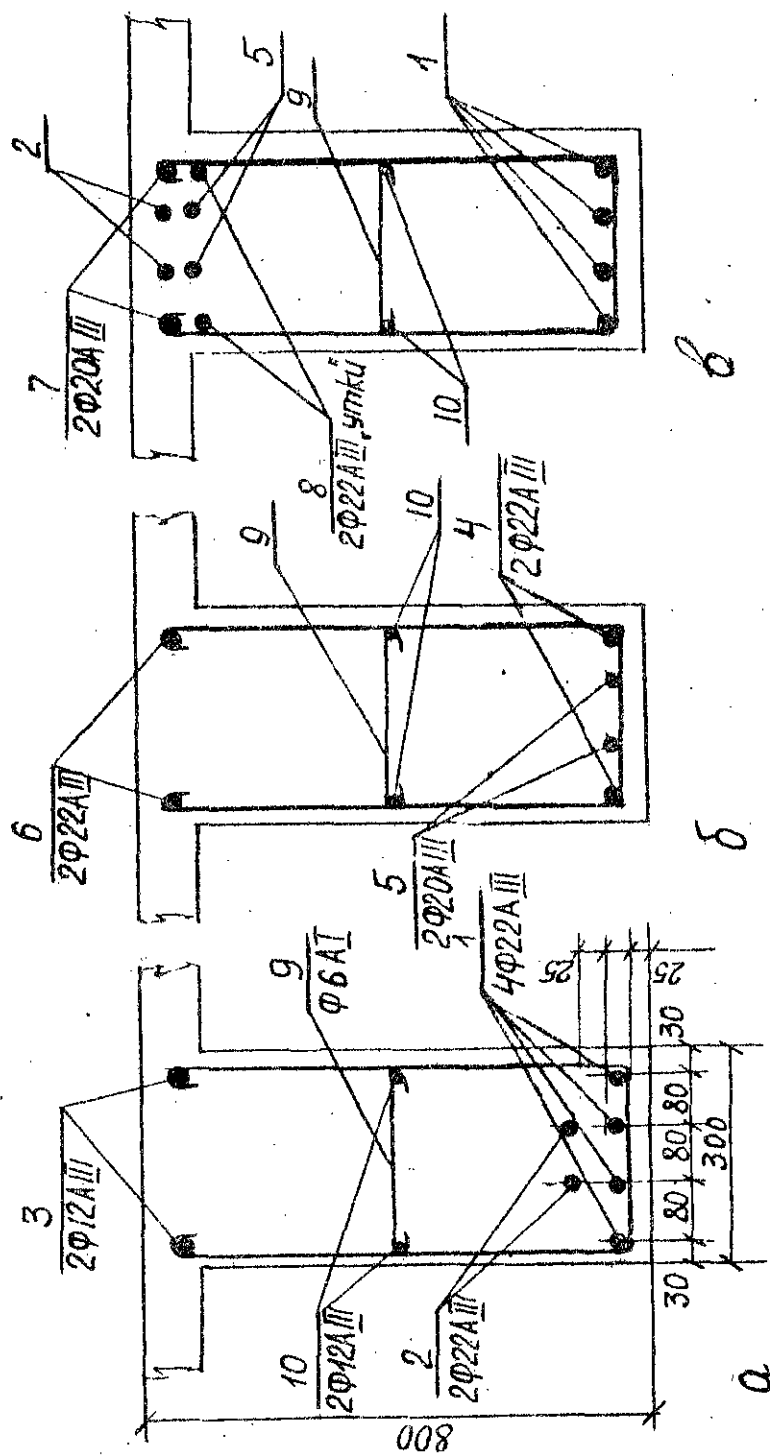


Рис. 10. Армирование сечений балки: а - в крайних пролетах; б - в среднем пролете; в - на опорах δ и ϵ

где значение ξ находим по табл. П.1, ч. I в зависимости от относительной высоты сжатой зоны сечения

$$\xi = \frac{A_s R_s}{b h_0 R_b}$$

На эпюре огибающих моментов (рис. 9, б) проводятся параллельные прямые, ординаты которых соответствуют несущей способности балки M_1 , M_2 и т.д. (табл. 3). Места теоретического обрыва стержней (точки T_1 , T_2 , T_3 и т.д.) определяются в точках пересечения параллельных прямых с ветвями эпюры огибающих моментов.

3.5.4. Расчет прочности наклонных сечений

Вариант армирования балки сварными каркасами

Исходные данные:

Q_1 – максимальная поперечная сила на опоре А, $Q_1 = 278,6$ кН;
 a_1 – расстояние от грани опоры А до силы F_1 (до оси первой от опоры А второстепенной балки), $a_1 = 2000$ мм;

$R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$ МПа, $R_{sw} = 175$ МПа, для арматуры А1,
 n – количество каркасов в поперечном сечении балки у опоры А, $n = 2$ $A_{sw1} = 73$ мм², $b = 300$ мм; $h = 800$ мм; $a = 37,5$ мм;

φ_{b2} , φ_{b3} , φ_{b4} – коэффициенты для тяжелого бетона, $\varphi_{b2} = 2$;
 $\varphi_{b3} = 0,6$; $\varphi_{b4} = 1,5$.

Расчет выполняем по блок-схеме 15 [2].

1. $h_0 = h - a = 800 - 37,5 = 762,5$ мм.

2. $a_1 = 2000 > h_0 = 762,5$ мм.

3. $Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 (1 + 0) 0,81 \cdot 300 \cdot 762,5 = 96,6$ кН,

где $\varphi_n = 0$, так как главная балка армирована без преднапряжения.

4. $Q_1 = 278,6 > Q_b = 96,6$ кН.

5. $c = \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0 = \frac{2}{0,6} \cdot 762,5 = 2541$ мм.

6. $a_1 = 2000 < c = 2541$ мм.

7. Принимаем $c_1 = a_1 = 2000$ мм.

8. $Q_{b2} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c_1 = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 762,5^2 / 2000 = 79,9$ кН.

Таблица 3

Определение несущей способности балки

Количество и диаметр арматуры	Коли- чество рядов арматуры, шт.	h_0 , мм	A_s , мм ²	$\gamma = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}$	ξ	$M = \xi h_0 R_s A_s$, кН·м
I-й пролет, нижняя арматура ($b = b_f' = 2200$)						
6 Ø 22 A-III	2	741	2281	0,049	0,975	601,5
4 Ø 22 A-III	2	741	1520	0,032	0,985	404,9
Опора b , верхняя арматура ($b = 300$) слева						
2 Ø 12 A-III	I	768	226	0,034	0,982	62,2
2 Ø 2 A-III +						
+ 2 Ø 25 A-III	2	736	1208	0,19	0,905	293,6
4 Ø 25 A-III	2	736	1964	0,31	0,845	445,8
Опора b , верхняя арматура ($b = 300$) справа						
2 Ø 25 A-III +						
+ 2 Ø 22 A-III	2	736	1842	0,29	0,855	423,0
2 Ø 22 A-III	I	752	760	0,12	0,94	196,0
Средний пролет, нижняя арматура ($b = b_f' = 2200$)						
2 Ø 22 A-III +						
+ 2 Ø 20 A-III	2	741	1388	0,03	0,985	369,7
2 Ø 22 A-III	I	764	760	0,016	0,992	210,0

Примечание. Расчетное сопротивление арматуры для всех случаев $R_s = 365$ МПа.

$$9. Q_1 = 278,6 > 79,9 \text{ кН.}$$

10. $\lambda = 1 + \varphi_f + \varphi_n$, где φ_f - коэффициент, учитывающий влияние сжатых полук таврового сечения,

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(\delta_f' - \delta) h_f'}{\delta h_0};$$

$$\delta_f' = 2200 < \delta + 3h_f' = 300 + 3 \cdot 80 = 540 \text{ мм};$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(540 - 300)80}{30 \cdot 762,5} = 0,07 < 0,5.$$

$$11. \text{ Тогда } \lambda = 1 + 0,07 = 1,07 < 1,5.$$

$$13. M_B = \varphi_{B2} K R_{Bt} \delta h_0^2 = 2 \cdot 1,07 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 762,5^2 = 228 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$14. Q_{B1} = M_B / C_1 = \frac{228}{2} = 114 \text{ кН.}$$

$$15. \alpha = \frac{Q_1 - Q_{B1}}{Q_{B1}} = \frac{278,6 - 114}{114} = 1,44.$$

$$16. C_1 = 2000 > 2h_0 = 1525 \text{ мм.}$$

$$17. C_0 = 2h_0 = 1525 \text{ мм.}$$

$$18. Q_{B,min} = \varphi_{B3} K R_{Bt} \delta h_0 = 0,6 \cdot 1,07 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 762,5 = 103,3 \text{ кН.}$$

$$19. \alpha_0 = Q_{B,min} C_0 / Q_{B1} 2h_0 = 103,3 \cdot 1,525 / 114 \cdot 1,525 = 0,9.$$

$$20. \alpha = 1,44 > \alpha_0 = 0,9.$$

$$21. \alpha = 1,44 < C_1 / C_0 = \frac{2}{1,525} = 1,3.$$

$$22. q_{sw1} = \frac{Q_1 - Q_{B1}}{C_0} = \frac{278,6 - 114}{1,525} = 124,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

24. $Q = Q_1 - F_1 = 278,6 - 333,7 = -55,1 \text{ кН}$, т.е. сечение балки за силой F_1 вправо от опоры A не рассчитывается.

Расчет продолжаем по блок-схеме I2 пп. I6-20.

$$16. S = R_{sw} n A_{sw1} / q_{sw1} = 175 \cdot 2,78 / 124,2 = 219,8 \text{ мм.}$$

$$17. S_{max} = \varphi_{B4} (1 + \varphi_n) R_{Bt} \delta h_0^2 / Q_1 = 1,5 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 762,5^2 / 278,6 \cdot 10^3 = 574 \text{ мм.}$$

$$18. h = 800 > 450 \text{ мм.}$$

$$19. S \leq \frac{1}{3}; \quad S \leq 500; \quad S = \frac{1}{3} \cdot 800 = 266,6 < 500 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры меньшим из значений пп.16, 17 и 19 и кратным 25 мм с округлением в меньшую сторону $s = 200$ мм.

На опоре В.

Исходные данные:

$Q_1 = 433,9$ - максимальная поперечная сила у опоры В, слева
 $Q_1 = 2000$ мм, $\pi = 4$, $R_{sL} = 0,81$ МПа, $R_s = 175$ МПа, $A_{sw1} = 78$ мм², $b \cdot h = 300 \cdot 800$ мм, $a = 37,5$ мм, $\varphi_{s2} = 2$, $\varphi_{s3} = 0,6$; $\varphi_{s4} = 1,5$; $\varphi_f = 0$, так как полка таврового сечения находится в растянутой зоне, $\varphi_n = 0$.

1. $h_0 = 765,5$ мм.
2. $a_1 = 2000 > h > 762,5$ мм.
3. $Q_{s1} = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 702,5 = 96,6$ кН.
4. $Q_{s1} = 433,9 > 96,6$ кН.
5. $c = 2/0,6 \cdot 762,5 = 2541$ мм.
6. $a_1 = 2000 < c = 2541$ мм.
7. $c_1 = a_1 = 2000$ мм.
8. $Q_{s2} = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 762,5^2 / 2000 = 79,9$ кН.
9. $Q = 433,9 > 79,9$ кН.
10. $\kappa = 1$.
13. $M_s = 2 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 762,5^2 = 213,3$ кН·м.
14. $Q_{s1} = \frac{213,3}{2} = 106,6$ кН.
15. $\alpha = (433,9 - 106,6) / 106,6 = 3,07$.
16. $c_1 > 2h_0 = 2000 > 1525$ мм.
17. $c_0 = 1525$ мм.
18. $Q_{s,min} = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 762,5 = 96,6$ кН.
19. $\alpha_0 = 96,6 \cdot 1,525 / 106,6 \cdot 1,525 = 0,906$.
20. $\alpha = 3,07 > \alpha_0 = 0,906$.
21. $\alpha = 3,07 > 2 / 1,525 = 1,3$.
22. $\alpha = 3,07 > c_1 / h_0 = \frac{2}{0,762} = 2,61$.
23. $q_{sw1} = (Q_1 - Q_{s1}) / h_0 = (433,9 - 106,6) / 0,762 = 494$ Н/мм.
24. $Q = Q_1 - F_1 = 433,9 - 337,3 = 96,6$ кН.

Расчет продолжаем по блок-схеме 12, пп.8-15.

$$8. \quad c = \varphi_{s2} / \varphi_{s3} \cdot h_0 = \frac{2}{0,6} \cdot 0,762 = 2,541 \text{ мм.}$$

$$9. \quad C_0 = 2k_0 = 2 \cdot 0,7625 = 1,525 \text{ м.}$$

$$10. \quad \alpha = (Q - Q_{B, \min}) / Q_{B, \min} = (96,6 - 96,6) / 96,6 = 0.$$

$$11. \quad \alpha < 1.$$

$$12. \quad q_{sw} = \frac{Q}{2C_0} = \frac{96,6}{2 \cdot 1,525} = 31,6 \text{ Н/мм.}$$

Расчет продолжаем по блок-схеме 15, пп.26

$$q_{sw} = 31,6 < q_{sw1} = 494 \text{ Н/мм.}$$

Расчет продолжаем по блок-схеме 12, пп.16-20 [2].

$$16. \quad S = R_{sw} \pi A_{sw1} / q_{sw1} = 175 \cdot 4 \cdot 78 / 494 = 110 \text{ мм.}$$

$$17. \quad S_{max} = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 762,5^2 / 433,9 \cdot 10^3 = 368 \text{ мм.}$$

$$18. \quad l_z = 800 > 450 \text{ мм.}$$

$$19. \quad S = \frac{l_z}{3} = \frac{800}{3} = 266,6 < 500 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры меньшим из значений пп.16, 17 и 19 кратным 25 мм с округлением в меньшую сторону, т.е.

$S = 100$ мм во всех четырех каркасах у опоры B слева.

Однако такое частое расположение поперечной арматуры при четырех каркасах на опоре отрицательно скажется на бетонировании узла, кроме того нетехнологично менять шаг стержней при изготовлении пролетных каркасов, так как у опоры A он равен 200 мм. Целесообразно в пролетных каркасах слева и справа поперечную арматуру принять с одинаковым шагом и диаметром, а в опорных каркасах шаг и диаметр поперечной арматуры рассчитывать из условия, что усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой на единицу длины элемента, определено как сумма усилий, воспринимаемых каждым из каркасов:

$$q_{sw1} = \frac{n_1 A_{sw1} R_{sw}}{S_1} + \frac{n_2 A_{sw2} R_{sw}}{S_2},$$

где n_1 и A_{sw1} - соответственно число поперечных стержней в сечении элемента и площадь сечения одного стержня, устанавливаемых с шагом S_1 ; n_2 и A_{sw2} - то же, с шагом S_2 .

В пролетном каркасе на участке опоры B до первой второстепенной балки поперечные стержни принимаем диаметром 10 мм с шагом 200 мм, т.е. в крайних пролетах на приопорных участках опор A и B пролетных каркасов на расстоянии до второстепенных балок поперечные стержни принимаем диаметром 10 мм с шагом 200 мм.

Тогда усилие, воспринимаемое поперечной арматурой двух пролетных каркасов,

$$q_{swn} = \frac{2 \cdot 78 \cdot 175}{200} = 136,5 \text{ Н/мм.}$$

В опорных каркасах по всей их длине принимаем поперечные стержни диаметром 14 мм с шагом 150 мм.

Тогда усилие, воспринимаемое поперечной арматурой двух опорных каркасов,

$$q_{sw0} = \frac{2 \cdot 154 \cdot 175}{150} = 359 \text{ Н/мм;}$$

$$q_{sw1} = 494,0 < q_{swn} + q_{sw0} = 136,5 + 359 = 495,5 \text{ Н/мм.}$$

В пролетных каркасах на участке между второстепенными балками поперечных стержней принимаем диаметром 10 мм с шагом

$$S = 500 < \frac{3}{4} h = \frac{3 \cdot 800}{4} = 600 \text{ мм.}$$

Так как поперечная сила $Q_B^{лев}$ при 3-й комбинации нагрузок является максимальной по абсолютному значению, прочность наклонного сечения по поперечной силе $Q_B^{пр}$, $Q_B^{лев}$ можно не рассчитывать.

Армирование приопорных участков среднего пролета главной балки выполняется аналогично армированию крайнего пролета на опоре В слева.

3.5.5. Расчет на отрыв

В местах примыкания второстепенных балок с целью предотвращения отрыва растянутой зоны главной балки устанавливается дополнительная арматура. Сечение арматуры на длине участка (рис.11) определяем исходя из опорной реакции второстепенной балки

$$Q = Q_B^{лев} + Q_B^{пр} = 170,3 + 156 = 326,3 \text{ кН.}$$

Площадь сечения поперечной арматуры

$$A_s = \frac{Q \left(1 - \frac{h_s}{h_0}\right)}{R_{sw}},$$

где h_s — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей сжатой зоны второстепенной балки — $\frac{X}{2}$,
где X — высота сжатой зоны на опоре второстепенной балки,

$$X = \xi h_{0ст.б} = 0,35 \times 480 = 168 \text{ мм.}$$

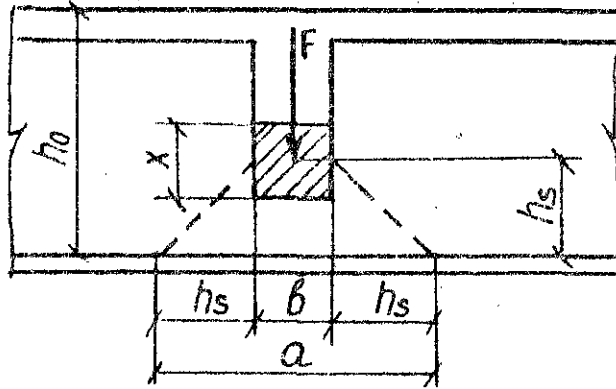


Рис. 11. Схема для расчета железобетонных элементов на отрыв

Тогда

$$h_s = h_{0\text{пл.б}} \left(h_{8.8} - \frac{x}{2} \right) = 741 - \left(500 - \frac{168}{2} \right) = 325 \text{ мм},$$

$$A_s = \frac{326,3 \cdot 10^3 \left(1 - \frac{325}{741} \right)}{175} = 1046 \text{ мм}^2,$$

длина зоны отрыва

$$a = 2h_s + b_{8.8} = 2 \cdot 325 + 200 = 850 \text{ мм}.$$

На участке длиной 850 мм находятся 6 поперечных стержней $\varnothing 10$ мм, расположенных в трех пролетных каркасах. Площадь сечения этих стержней 471 мм^2 , тогда площадь арматуры в дополнительных двух каркасах потребуется

$$A_{sw} = 1046 - 471 = 575 \text{ мм}^2.$$

В каждом дополнительном каркасе принимаем по 5 стержней $\varnothing 10$ А-I, $A_{sw} = 2 \cdot 393 = 786 > 575 \text{ мм}^2$ (см. рис.10).

3.6. Указания по конструированию главных балок

3.6.1. Армирование балки сварными каркасами

Плоские сварные каркасы объединяются соединительными стержнями в пространственные. Соединительные стержни располагаются через 500... 1000 мм. В пролетах и на опорах сечения балки армируются плоскими каркасами: в пролетах от 2 до 5, над опорами – от 2 до 3 [5, рис.85].

Количество каркасов определяется шириной ребра балки. Расстояние между продольными стержнями каркасов должно быть: по верху балки — не менее 30 мм, по низу — 25 мм и не менее диаметра стержня. Каркасы располагаются симметрично относительно продольной оси балки [5, рис.84, а, б].

Стержни продольной рабочей арматуры целесообразно назначать одного диаметра, но не более двух разных диаметров, при этом стержни большего диаметра размещаются в первом ряду и в углах сечения ребра балки.

Максимальное количество продольных стержней одинакового диаметра, размещаемых по ширине ребра балки в один ряд, принимается в соответствии с табл.2 части I.

С целью экономии арматуры и согласно огибающей эпюре моментов часть продольной рабочей арматуры пролетных каркасов, но не более 50% ее общей площади, не доводится до опор. При трех и пяти каркасах в пролете средние каркасы могут быть короче. При двух каркасах укороченными могут быть рабочие стержни второго ряда.

На средних опорах продольная рабочая арматура опорных (средних) каркасов заводится в смежные пролеты за грань сечения, где она не нужна по расчету. При этом 50% площади рабочих стержней заканчивается в сечении на $0,4 \mathcal{L}$, а остальная часть площади — на $0,3 \mathcal{L}$, где \mathcal{L} — пролет балки. Если по условию размещения верхней арматуры (см. табл.2) количества стержней не хватает, их дополняют отдельными стержнями, привязанными к крайним пролетным каркасам.

Площадь поперечного сечения рабочих стержней сварных каркасов определяется расчетом, их количество — конструкцией каркасов.

При стержнях двух диаметров нижние стержни принимаются большего размера.

Зазор между торцом и концом продольных рабочих стержней каркасов, не приваренных к поперечным стержням, должен быть не менее 40 мм. При высоте балки более 700 мм у ее боковых поверхностей по высоте каркасов предусматриваются продольные стержни с расстояниями между ними не более 400 мм, а площадь их сечения не менее 0,1% от площади поперечного сечения бетона. Эти стержни соединяются поперечными стержнями диаметром 6...8 мм из арматуры класса А-I с шагом 500 мм по длине балки.

Вертикальную поперечную арматуру следует предусматривать при высоте балок более 150 мм, ее диаметр и шаг определяются расчетом и условиями сварки с продольными стержнями. На приопорных участках до бли-

жайшей второстепенной балки, но не менее $1/4$ пролета, расстояние между поперечными стержнями не должно быть более $h/3$ и 500 мм.

Защитный слой бетона определяется в зависимости от диаметра стержней и составляет как для продольной, так и для поперечной арматуры не менее соответствующего диаметра и не менее 25 мм.

3.6.2. Армирование балки вязаной арматурой

При армировании главной балки вязаными каркасами продольные рабочие стержни прямолинейные и отогнутые принимаются диаметром не менее 12 мм, монтажные (конструктивные) — прямолинейные диаметром 10 и 12 мм. При рабочей арматуре из стали класса А-I концы стержней должны заканчиваться крюками.

Продольные рабочие стержни размещаются по ширине ребра балки равномерно, их количество в одном ряду зависит от диаметра и ширины сечения и определяется согласно табл. 2 части I.

По высоте сечения стержни размещаются в пролете не более чем в три ряда, при этом в третьем ряду должно быть не менее двух стержней. Над опорами стержни предусматриваются в два ряда, а в третьем ряду могут помещаться только "утки" при условии, что второй ряд заполнен прямолинейными и отогнутыми стержнями [5, рис. 84].

С целью экономии арматуры согласно огибающей эпюре моментов часть продольной рабочей арматуры, но не более 50% ее общей площади отгибается из пролета на опору. Ее обрывают в смежных пролетах, места обрыва определяются расчетом. При этом из условия анкеровки $l_{ан}$ не менее 50% пролетной арматуры и не менее двух стержней при двухветвенных хомутах и четырех при четырехветвенных хомутах должны быть заведены за грань опоры.

При высоте балки более 700 мм у ее боковых поверхностей ребра предусматриваются продольные стержни на расстоянии не более 400 мм. Площадь их сечения не менее 0,1% площади сечения бетона. Эти стержни соединяются шпильками диаметром 6...8 мм из арматуры класса А-I с шагом 500 мм по длине балки.

Диаметр хомутов вязаных каркасов принимается при высоте балки $h \leq 800$ мм не менее 6 мм, а при $h > 800$ мм — 8 мм и должен быть не менее $1/4$ диаметра продольных рабочих стержней.

В местах перегиба и загиба концов хомутов должны предусматриваться продольные стержни.

При двухветвенных хомутах в один ряд допускается устанавливать не более пяти продольных стержней в зависимости от ширины ребра балки. При ширине ребра 350 мм и более принимают четырехветвенные хомуты.

В пролетах и при временной нагрузке до 3 кН/м^2 хомуты принимаются открытые, при наличии расчетной арматуры в сжатой зоне и временной нагрузке более 3 кН/м^2 - закрытые.

При опирании балок на кирпичные стены первый хомут предусматривается у торца балки с учетом защитного слоя, на средних опорах - железобетонных хомуты заканчиваются по грани колонны.

Опорные участки главных балок до первой второстепенной балки должны армироваться отогнутыми стержнями.

Угол наклона отгибов к продольной оси балки принимается при ее высоте до 800 мм - 45° , а более - 60° .

Отогнутые стержни образуются из числа нижней пролетной арматуры. При ширине балки до 200 мм в каждой плоскости можно отгибать по одному стержню, при ширине ребра 300...400 мм - в первой от опоры плоскости - два отгиба, а в последующих - по одному. Если ширина балки более 400 мм во всех плоскостях должно быть не менее двух отогнутых стержней.

Если количество отогнутых стержней на средних опорах не обеспечивает формирование необходимого числа плоскостей отгибов, то в первой плоскости предусматриваются короткие стержни с двумя отгибами и горизонтальными участками (так называемые "утки"), диаметр их принимается не менее диаметра стержней, отогнутых из пролета.

Отогнутые стержни должны располагаться симметрично вертикальной продольной оси балки. Начало первой плоскости отгибов от грани опоры принимается 50 мм, тогда отогнутые стержни не учитываются в составе надопорной продольной арматуры. Их можно учитывать как надопорную арматуру при начале отгиба от грани опоры, равного $0,5 l_0$ и более.

Отогнутые стержни на крайней опоре - стене или балке - заводятся за грань опоры на длину не менее 30 диаметров. На средних промежуточных опорах они заводятся в смежные пролеты и обрываются согласно расчету по опорному изгибающему моменту.

Верхние концы отогнутых стержней и не переведенных через опору должны заканчиваться прямым участком длиной не менее $0,8 l_{ан}$ и принимаемым не менее: для растянутой зоны 20 диаметров и сжатой зоны - 10 диаметров. Обрыв стержней в растянутой зоне не допускается.

В месте примыкания второстепенных балок к главным предусматриваются согласно расчету на отрыв отгибы или подвески, их диаметр должен быть не менее 10 мм, горизонтальный прямой участок отгибов принимается не менее $0,8 l_{ан}$ или 20 диаметров.

Если отгибы стержней или подвески не обеспечивают восприятие усилия отрыва второстепенной балки, то в главной балке уменьшается расстояние между хомутами, площадь сечения которых учитывается в усилии отрыва.

4. КОЛОННЫ

4.1. Конструктивная схема колонн

Колоннами, или стойками, называются вертикально протяженные элементы одноэтажных и многоэтажных каркасов зданий, подверженные сжатию от нагрузок, передаваемых главными балками.

Отличительное достоинство конструкций монолитных перекрытий — наличие жестких узлов сопряжения колонн с главными балками.

При полном каркасе колонны располагаются в крайних и средних рядах, при неполном — в средних рядах, а крайними опорами балок являются наружные стены здания. В торцах здания или между колоннами крайних рядов предусматриваются фахверковые колонны; при неполном каркасе они заменяются пилястрами из кладки стен.

Форма поперечного сечения колонн определяется условием приложения к ним нагрузки, при осевой передаче нагрузки, или при случайных эксцентриситетах — квадратная, при наличии в сечении изгибающих моментов — прямоугольная.

Размеры поперечного сечения колонн принимаются из условия: $b_c/l \leq 120$ и $b_c/h_c \leq 57$ при рекомендуемых размерах сечения: ширина b_c — 200, 250, 300, 400, 500, 600 мм и высоты h_c — 300, 400, 500, 600, 700, 800 мм. Для прямоугольных сечений рекомендуется отношение $h_c/b_c \leq 1,5$.

При колоннах прямоугольного сечения и временной нагрузке на перекрытие до $v = 5 \text{ кН/м}^2$ рекомендуемые размеры b_c и h_c равны 400 мм, при $5 < v \leq 10 \text{ кН/м}^2$, b_c и $h_c = 400 \dots 500 \text{ мм}$.

4.2. Нагрузки на колонну

На колонну передаются нагрузки от главных балок без учета их неразрезности. Нагрузки бывают постоянными и временными.

В постоянные нагрузки, определяемые составом конструкции перекрытия, перегородок, стен на перекрытии и других конструкций, находящихся на грузовой площади, приходящейся на колонну, включается вес колонны.

Временные нагрузки определяются из условия технологического процесса, они принимаются согласно заданию на курсовой проект.

Расчет колонны ведется исходя из расчетных нагрузок при $\gamma_f > 1$.

При расчете колонны отдельно вычисляются длительно действующая нагрузка, состоящая из постоянной и части временной (вся временная действующая на перекрытия за вычетом $1,5 \text{ кН/м}^2$). Кратковременно действующая нагрузка состоит из снеговой на покрытии и части временной на перекрытиях – $1,5 \text{ кН/м}^2$.

Расчетные схемы. Закрепление стержня колонны первого этажа (подвала) для определения расчетной длины и коэффициента продольного изгиба φ принимается: при сопряжении с главной балкой перекрытия – шарнирно-неподвижное, а при сопряжении с фундаментом – заземленное на уровне верхнего обреза фундамента. Для верхних этажей, начиная со второго, закрепление колонны считается шарнирно-неподвижным (рис. 12, б).

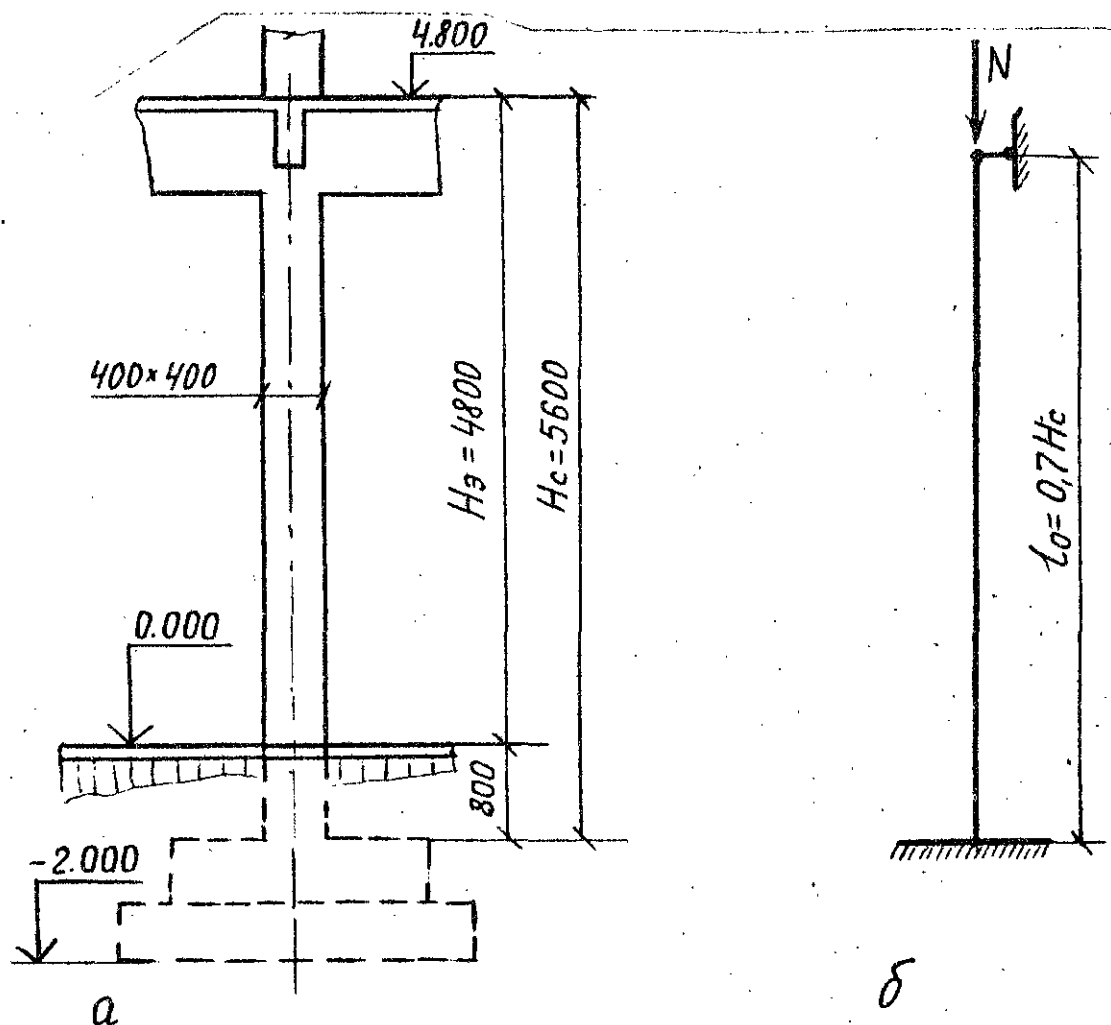


Рис. 12. К расчету колонны I-го этажа: а – размеры колонны; б – расчетная схема

Расчетная длина колонны определяется условием

$$l_0 = \psi H,$$

где при шарнирном вверху и жестком внизу закреплении $\psi = 0,7$, при жестком закреплении обоих концов $\psi = 0,5$ и шарнирном обоих концов $\psi = 1$; H — высота этажа.

При случайных эксцентриситетах $l_0 \leq 20h_c$, где h_c — высота сечения колонны.

4.3. Определение усилий в колонне

Усилия в сечениях колонны определяют с учетом длительно и временно действующих нагрузок.

При осевой передаче нагрузки или с учетом случайного эксцентриситета e_a , который принимается не менее $1/600$ длины элемента или $1/30$ высоты его сечения, но не менее 1 см полная нагрузка на колонну составляет

$$N = N_{pe} + N_{ee}.$$

При наличии изгибающих моментов M и нормальной силы N усилия в сечении колонны определяются с учетом эксцентриситета

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a.$$

4.4. Расчет прочности прямоугольного сечения

При известных значениях нагрузки, расчетной длины, расчетных сопротивлений бетона и арматуры сжатию, а также принятом коэффициенте армирования площадь поперечного сечения колонны определяем из условия

$$A_{tot} = \frac{N}{\gamma \varphi (R_b + \mu R_{sc})},$$

где γ — коэффициент, зависящий от размера высоты сечения колонны, при $h_c > 20$ см — $\gamma = 1$; при $h_c < 20$ см — $\gamma = 0,9$;

$$\varphi = \varphi_0 + 2(\varphi_0 + \varphi_z)\alpha;$$

μ — коэффициент армирования, $\mu = \frac{A_s + A'_s}{b_c h_c}$ принимается в пределах $0,01 \leq \mu \leq 0,03$, оптимальные значения армирования: $\mu = 0,01 \dots$

...0,02, здесь значения коэффициентов φ_1 и φ_2 определяются согласно табл. П.2.1 и П.2.2.

$$\text{Коэффициент } \alpha = \frac{R_{sc} (A_s + A_s')}{R_b A_{tot}} = \frac{R_{sc}}{R_b} \mu.$$

Площадь поперечного сечения арматуры

$$A_s + A_s' = \frac{N}{\gamma \varphi R_{sc}} - A_{tot} \frac{R_b}{R_{sc}}.$$

Согласно вычисленному значению $A_s + A_s'$ определяется коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s + A_s'}{b_c h_c}.$$

Если полученное значение μ расходится с ранее принятым более чем на 50%, то расчет следует повторить с учетом вычисленного значения μ .

4.5. Расчет колонны I-го этажа

Высота этажа $H_{\text{эт}} = 4,8$ м (рис. 13, а). Верхняя грань обреза фундамента находится на отметке 0,8 м. Тогда высота колонны I-го этажа

$$H_c = 4,8 + 0,8 = 5,6 \text{ м.}$$

Грузовая площадь для сбора нагрузок на колонну в осях Б и В

$$A = 7,5 \frac{6,4 + 6,6}{2} = 48,75 \text{ м}^2.$$

Расчетная схема и нагрузки

Для определения расчетной длины колонны и вычисления коэффициента продольного изгиба, φ принимаются следующие условия:

примыкание колонны к перекрытию шарнирно-неподвижное;

колонна закреплена на уровне его верхнего обреза (рис. 12, а).

Расчетная длина колонны (рис. 12, б)

$$\ell_0 = 0,7 H_c = 0,7 \cdot 5,6 = 3,92 \text{ м.}$$

Предварительно задаемся сечением колонны

$$h_c \times b_c = 400 \times 400 \text{ мм.}$$

Гибкость колонны

$$\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{3,92}{0,4} = 9,8 \approx 10.$$

Постоянная и полезная (длительно и кратковременно действующая) нагрузки на колонну приходятся с грузовой площади $A = 48,75 \text{ м}^2$.

Расчетная постоянная нагрузка от массы элементов междуэтажного ребристого перекрытия:

плиты и конструкции пола

$$q A = 3,222 \cdot 48,75 = 157 \text{ кН},$$

где $q = 3,222 \text{ кН/м}^2$ согласно табл.5 части I
трех второстепенных балок

$$\begin{aligned} & (h_{г.о} - h_f) b_{г.о} l_{г.о} \rho \cdot 9,81 \gamma_n \gamma_f n = \\ & = (0,5 \dots 0,08) 7,5 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 3 = 48,4 \text{ кН}; \end{aligned}$$

одной главной балки

$$\begin{aligned} & (h_{г.л.о} - h_f) b_{г.л.о} l_{г.л.о} \rho \cdot 9,81 \gamma_n \gamma_f n = \\ & = (0,8 - 0,08) \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{6,6 + 6,4}{2} \right) 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 1 = 31 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$\text{Итого } G_1 = 157 + 48,4 + 31 = 236,4 \text{ кН}.$$

Несущая конструкция покрытия аналогична конструкциям междуэтажных перекрытий, но сечения плит и балок покрытия меньше, чем междуэтажных перекрытий. Поэтому масса покрытия принимается приблизительно равной 30% массы междуэтажного перекрытия (с учетом веса утеплителя и водоизоляционного ковра). Нагрузка от покрытия

$$G_2 = G_1 \cdot 0,3 = 236,4 \cdot 0,3 = 70,9 \text{ кН}.$$

Для учета нагрузки от массы колонны вышележащих этажей принимаем их сечение 400x400 мм.

Тогда масса колонны

$$\begin{aligned} G_3 &= h_c b_c (H_{эт} - h_{г.о}) \rho \cdot 9,81 \gamma_n \gamma_f = \\ &= 0,4 \cdot 0,4 (4,8 \dots 0,7) 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 16,8 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Расчетная длительная нагрузка

$$V_{pe} = (v_n^{pe} - v_n^{ee}) A \gamma_f f_n = (13,5 - 1,5) 48,75 \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 667 \text{ кН},$$

где v_n^{ee} — масса людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования $v_n^{ee} = 1,5 \text{ кН/м}^2$.

Расчетная кратковременная нагрузка при $\gamma_f = 1,3$

$$v^{ee} = 1,5 \cdot 48,75 \cdot 0,95 \cdot 1,3 = 90,3 \text{ кН},$$

от снега с полным нормативным значением

$$S = S_0 \gamma_f A_{ep} \gamma_n = 1 \cdot 1,4 \cdot 48,75 \cdot 0,95 = 64,8 \text{ кН};$$

где S_0 — нормативное значение веса снегового покрова, $S_0 = 1 \text{ кН/м}^2$ согласно [8, табл.4] для третьего снегового района СССР, в котором предполагается строительство.

Часть снеговой нагрузки является длительно действующей [8, табл.4] и составляет для третьего снегового района 30%, для IV — 50% и V–VI — 60% от нормативного значения.

Расчетная длительная нагрузка от снега с учетом коэффициента 0,3

$$S_{pe} = 1 \times 0,3 \times 1,4 \times 48,75 \times 0,95 = 19,5 \text{ кН}.$$

Постоянные расчетные нагрузки на колонну I-го этажа от двух перекрытий и покрытия

$$2(157 + 48,4 + 31) + 189 = 661 \text{ кН};$$

от двух вышерасположенных колонн $H = (4,8 - 0,7) \text{ м},$

от колонны I-го этажа $H = 5,6 - 0,8 \text{ м}$

$$2 \times 16,8 + 0,4 \times 0,4(5,6 - 0,7) \times 2,5 \times 9,8 \times 0,95 \times 1,1 = 53,7 \text{ кН}.$$

Итого постоянные нагрузки

$$Q = 661 + 53,7 = 714,7 \text{ кН}.$$

Расчетная длительно действующая нагрузка от временной нагрузки с двух перекрытий

$$V_{pe} = 2 \times 667 = 1334 \text{ кН}.$$

Расчетная длительно действующая снеговая нагрузка

$$S_{pe} = 19,5 \text{ кН}.$$

Расчетная кратковременно действующая нагрузка от двух перекрытий

$$V_{pe} = 90,3 \times 2 = 180,6 \text{ кН.}$$

Расчетная снеговая кратковременно действующая нагрузка

$$S_{ce} = 64,8 \text{ кН.}$$

Сочетания нагрузок

Расчет колонн выполняем с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок.

Первые основные сочетания расчетных нагрузок включают в себя G - постоянные, $V_{pe} \psi_1$ - длительные (временная, длительная), $S_{ce} \psi_1$ - длительные снеговые; $V_{ce} \psi_2$ - кратковременные.

Вторые основные сочетания: G - постоянные, $V_{pe} \psi_1$ - длительные (временная длительная), $V_{ce} \psi_2$ - кратковременные, $S_{ce} \psi_2$ - кратковременные снеговые, где ψ_1 и ψ_2 - коэффициенты, принимаемые по [8] соответственно равны 0,95 и 0,9.

Нагрузка при первом сочетании

$$N = 714,7 + 1334 \times 0,95 + 19,5 \times 0,95 + 180,6 \times 0,9 = 2163 \text{ кН,}$$

при втором сочетании

$$714 + 1334 \times 0,95 + 180,6 \times 0,9 + 64,8 \times 0,9 = 2202.$$

К расчету принимаем нагрузки второго сочетания $N = 2202 \text{ кН.}$

Определение размеров сечения колонны

Принимаем продольную арматуру класса А-III, бетон В20, процент армирования $\mu = 1,2 \psi = 1$, тогда площадь сечения колонны

$$A_c = \frac{N}{\gamma(R_b + \mu R_{sc})} = \frac{2202 \times 10^3}{1(10,35 + 0,012 \times 365)} = 157235 \text{ мм}^2.$$

Сторона квадратного сечения колонны

$$h_c = \sqrt{A_c} = \sqrt{157235} = 397 \text{ мм.}$$

Принимаем размеры сечения колонны 400x400 мм.

Уточняем значение коэффициента продольного изгиба согласно условиям:

$$\frac{\ell_0}{h} = \frac{3,92}{0,4} = 9,8; \quad \frac{N_{p\ell}}{N} = \frac{2068}{2202} = 0,939,$$

где $N_{p\ell}$ — длительная часть нагрузки

$$N_{p\ell} = 714,7 + 1334 + 19,5 = 2068 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_0 + 2(\varphi_0 - \varphi_2) \frac{R_{sc}}{R_s} \mu = \\ &= 0,89 + 2(0,9 - 0,89) \frac{365}{10,35} \cdot 0,01 = 0,955, \end{aligned}$$

где $\varphi_0 = 0,89$; $\varphi_2 = 0,9$.

Площадь сечения продольной рабочей арматуры

$$A_s + A'_s = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_s A_c}{R_{sc}} = \frac{\frac{2202 \times 10^3}{0,955} - 10,35 \times 400 \times 400}{365} = 1780 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4 стержня $\varnothing 25$ А-III, $A_s + A'_s = 1964 > 1780 \text{ мм}^2$.

Колонну армируем пространственным каркасом, состоящим из двух плоских каркасов КРІ (рис. 13), соединенных поперечными стержнями. Поперечные стержни (поз. 3) привариваются к каркасам КРІ с шагом не более $20 \alpha = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм}$. Шаг поперечных стержней должен быть не более меньшего размера стороны колонны.

Принимаем шаг поперечных стержней 400 мм, диаметр поперечных стержней 8 мм из арматуры класса А-I из условия сварки с рабочей продольной арматурой — диаметром 25 мм. При глубине заложения фундамента на отметке 2 м он бетонируется с подколонником до отметки -0,05. Продольные стержни колонны стыкуются с арматурой подколонника (рис. 14, поз. 2) при помощи дополнительных стержней $\varnothing 25$ А-III (поз. 7). Длина стыка продольной арматуры колонны с дополнительными стержнями

$$\ell_{ан} = 20 \alpha = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм}.$$

Тогда длина дополнительных стержней

$$\ell_g = \ell_{ан} \times 2 = 500 \cdot 2 = 1000 \text{ мм}.$$

Принимаем длину дополнительных стержней $\ell_g = 1000 \text{ мм}$. Шаг поперечных стержней в зоне стыка продольной арматуры принимается не более 10α (α — диаметр продольной арматуры), $S = 25 \cdot 10 = 250 \text{ мм}$, принимаем равным 150 мм.

Армирование колонны I-го этажа изображено на рис. 13.

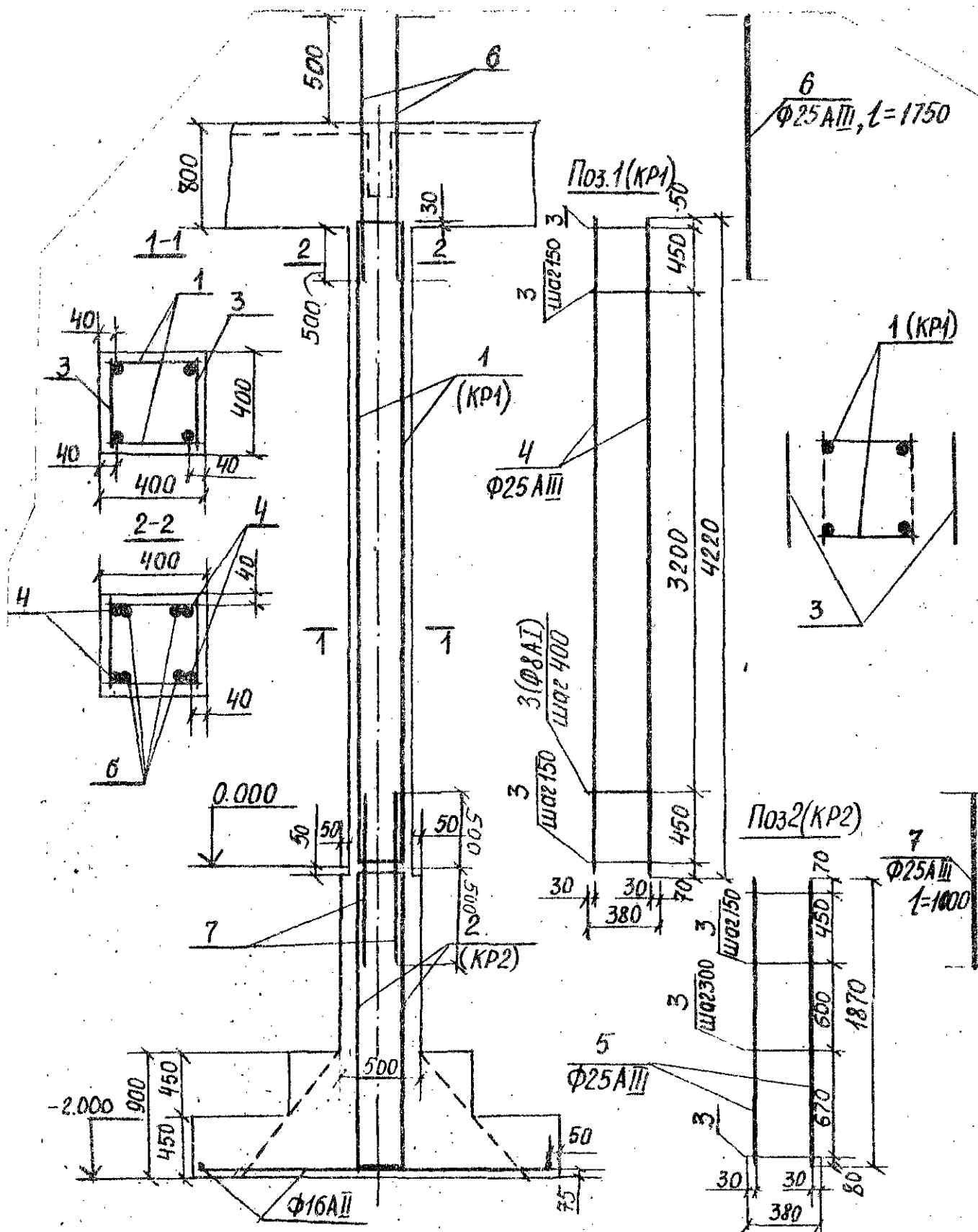
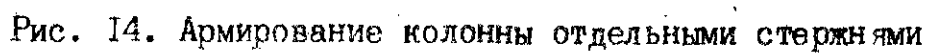


Рис. 13. Армирование колонны сварными каркасами



Пример армирования колонны отдельными стержнями из арматуры $\varnothing 22$ класса А-П при сечении колонны 500х500 мм показан на рис. 14.

4.6. Указания по конструированию колонн

4.6.1. Армирование колонн сварными каркасами

При армировании колонн сварными каркасами два плоских каркаса объединяются сваркой поперечных стержней в пространственные (рис. 13).

Пространственный каркас состоит из двух или четырех плоских каркасов в зависимости от размеров поперечного сечения колонны.

Плоские каркасы следует унифицировать по диаметрам продольных и поперечных стержней, их размерам и длине каркасов.

Поперечные стержни устанавливаются у всех поверхностей колонн, их диаметр назначается из условий сварки с продольными стержнями (см. табл. I).

Все продольные рабочие стержни назначаются одного диаметра, а если стержни разного диаметра, то допускается не более двух разных диаметров, не считая конструктивных – монтажных стержней. При этом стержни большего диаметра размещаются в углах.

Диаметр рабочих и конструктивных стержней назначается не менее 12 мм, для внецентренно сжатых колонн – 16 мм. Расстояние между осями продольных стержней принимается не более 400 мм, а если более, то устанавливаются конструктивные стержни диаметром не менее 12 мм.

Расстояние между поперечными стержнями при $R_{sc} \leq 400$ МПа принимается не более 20 диаметров и не более 500 мм, а при $R_{sc} = 500$ МПа – 15 диаметров и не более 400 мм.

Для обеспечения жесткости пространственного каркаса при размере поперечного сечения более 500 мм и пяти продольных стержнях у одной стороны колонны плоские противоположные каркасы соединяются на сварке поперечными стержнями или "шпильками" [5, рис. 72].

В пределах одного этажа продольные стержни применяются одной длины, исключая их стык.

Стык продольных стержней осуществляется, как правило, выше отметки уровня междуэтажного перекрытия на высоту $l_{ан}$. При диаметре стержней более 40 мм применяют контактную сварку, при меньшем диаметре – сварку с помощью дополнительных стыковых стержней диаметром не менее рабочей арматуры и длиной не менее 40 диаметров. В одном уровне должно стыковаться не более 50% продольных рабочих стержней и не более

четырёх стержней, при этом длина стыка каждого конца стержня должна быть не менее 20 диаметров.

Стык продольных стержней каркасов колонны с выпусками из фундамента выполняется в одном или в двух уровнях, при этом в каждом уровне стыкуются не более четырёх стержней.

Если фундаменты заглублены не более чем на 1...2 м, то стык каркасов колонны и фундамента осуществляется на уровне его верхней ступени. При заглублении подшвы фундамента более 1,2 м каркасы стыкуются выше или на отметке уровня чистого пола (см. рис.13). При этом длина стыка соединительных стержней и каркаса должна быть не менее 20 диаметров стержня как в подколоннике, так и в колонне.

Защитный слой бетона до рабочих продольных стержней принимается не менее диаметра стержня и не менее 20 мм. До торца поперечных стержней защитный слой бетона должен быть не менее 5 мм.

4.6.2. Армирование колонны вязаными каркасами

Вязаные каркасы образуются из отдельных стержней, связанных по длине колонны поперечными стержнями – хомутами (рис.14).

В местах перегиба хомутов должны размещаться продольные рабочие стержни, расстояние между которыми должно быть не более 400 мм по одному из размеров сечения колонны.

При ширине грани колонны до 400 мм и количестве продольных стержней по этой грани не более четырёх, они охватываются одним хомутом [5, рис.73].

Если размер стороны колонны более 400 мм и на ее грани предусматривается более четырёх продольных стержней, то они охватываются двумя хомутами – одним, расположенным параллельно сторонам сечения, другим – под углом 45° от середины стороны сечения [5, рис.73].

При размере стороны сечения, равном 500 мм и более, противоположно расположенные стержни по середине стороны сечения соединяются шпильками [5, рис.73].

Расстояние между хомутами по высоте колонны принимается не более 15 диаметров наименьшего из продольных рабочих стержней и не более меньшего из размеров сечения колонны. Диаметр поперечной арматуры – хомутов – назначается не менее 0,25 наименьшего из диаметров продольных стержней (см. ч.1, табл.1). При $R_{sc} = 450$ и $R_{sc} = 500$ МПа шаг хомутов назначается не более 400 мм и не более 12 диаметров наименьшего из стержней. Если насыщение продольной арматурой

более 3% хомуты привариваются к продольным стержням, а их шаг не более 300 мм и не более 10 диаметров наименьшего из продольных стержней.

Стык продольных стержней выполняется выше отметки уровня междуэтажного перекрытия, длина $l_{ан}$ принимается не более 15 диаметров стыкуемых стержней. В одном сечении стыкуется не более четырех стержней и не более 50% всей продольной арматуры.

Примеры армирования колонны вязаными каркасами показаны на рис.14.

Условия стыкования продольных стержней колонны с выпусками из фундамента изложены в [3, п.4.6.1, рис.207].

5. ФУНДАМЕНТЫ

5.1. Конструктивная схема фундаментов

Фундаменты – подземные конструкции, из назначение – передавать нагрузки от вышележащих частей здания на грунтовое основание.

При монолитном каркасе здания фундаменты проектируются монолитными, но могут быть и сборными.

Глубина заложения подошвы фундамента определяется расчетом в зависимости от расчетного сопротивления основания. Его верх при монолитной колонне принимается на уровне верха фундаментной балки, а при ее отсутствии – на отметке 0,05 м.

Фундамент состоит из подколонника и плитной части, их конфигурация в плане и по высоте определяется условиями приложения нагрузки, формой поперечного сечения колонны и способом изготовления (монолитный или сборный).

При осевой передаче нагрузки подколонник и плитная часть в плане имеют квадратную форму (согласно сечению колонны I-го этажа), в случае внецентренного нагружения – прямоугольной формы с размером большей стороны в плоскости действия изгибающего момента.

Монолитные фундаменты по высоте имеют прямоугольную форму подколонника и ступенчатую – форму плитной части, сборные – пирамидальную.

Высота плитной части определяется количеством ступеней и их размером. При одной степени ее высота до 450, при двух – до 900 мм. Высота каждой ступени принимается кратной не менее 300 мм (табл.4).

Размеры в плане подколонника и плитной части назначаются кратными 300 мм.

При сборном фундаменте в подколоннике предусматривается стакан пирамидальной формы, его размеры зависят от соответствующих параметров колонны.

Таблица 4

Высота ступеней, мм

Общая высота плитной части фундамента, мм	h_1	h_2	h_3
300	300	—	—
450	450	—	—
600	300	300	—
750	300	450	—
900	300	300	300
1050	300	300	450

5.2. Нагрузки на фундамент

На фундамент передаются нагрузки от колонны. В результате под подошвой фундамента возникает реактивное давление грунта основания. При передаче нагрузки по оси колонны эпюра реактивного давления грунта под подошвой прямоугольная, в случае внецентренного нагружения — трапециевидальная или треугольная.

Расчетное сопротивление грунта R_0 при основном сочетании нагрузок и определении площади плитной части принимается с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, а для расчета на прочность сечений фундамента — $\gamma_f > 1$.

При расчете внецентренно нагруженных фундаментов наибольшее крайнее давление основания не должно превышать $1,2 R_0$.

Плитная часть фундамента является изгибаемой конструкцией, загруженной по всей площади равномерной (при осевой нагрузке) или неравномерной (при внецентренной нагрузке) нагрузкой. В результате в сечениях плиты возникают изгибающие моменты и поперечные силы.

5.3. Расчет центрально-нагруженных фундаментов

Площадь подошвы фундамента определяется исходя из проекции на вертикальную ось действующих на него усилий

$$A_{f, tot} = a \delta = \frac{N}{R_0 - \gamma_{mt} H_f},$$

где N — нормальная сила при $\gamma_f = 1$ на уровне верхнего обреза (подколонника) фундамента; $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$ — усредненная сила тяжести единицы объема фундамента и грунта над ним; H_f — глубина заложения подошвы фундамента (рис. 15, а).

Минимальная высота фундамента определяется из условия недопущения продавливания по пирамиде, на уровне арматуры нижней ступени, верхним основанием которой являются размер колонны или подколонника, нижним — длина участка, представляющая сумму размеров высоты сечения колонны и двух проекций под углом 45° рабочей высоты фундамента.

Усилие продавливания вычисляется из условия

$$F \leq \kappa_1 R_{bt} b_{mt} h_0,$$

где F — продавливающая сила, $F = N - A_{f,tot} p_s$; N при $\gamma_f > 1$ за вычетом давления грунта по площади основания пирамиды продавливания; $A_{f,tot}$ — принятая фактическая площадь фундамента, $p_s = N / A_{f,tot}$; $\kappa_1 = 1$ для тяжелых бетонов; b_{mt} — среднее арифметическое периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания, $b_{mt} = 2(b_c + h_c + 2h_0)$.

Рабочая высота сечения плитной части определяется из условия

$$h_0 = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p_s}}.$$

Рабочая высота сечения нижней ступени h_{01} вычисляется из условия прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонных сечениях (рис. 15, а):

$$h_{01} = \frac{Q}{\kappa_1 R_{bt}},$$

где $Q = c p_s = 0,5(a - h_c - 2h_0) p_s$; $\kappa_1 = 0,6$ для тяжелых бетонов.

Усилия изгиба в плите двухступенчатого квадратного в плане фундамента вычисляются в сечениях I-I и II-II (рис. 15, б) по формулам

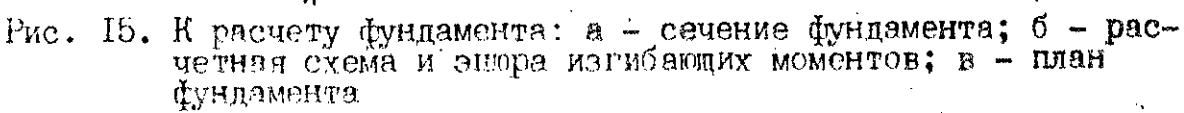
$$M_z = 0,125 p_s (a - h_c)^2 b;$$

$$M_{II} = 0,125 p_s (a - a_1)^2 b,$$

где a , b , a_1 — размеры фундаментов в плане, мм (рис. 15, в)

$$a_1 = a/2 + 50 + 50,$$

где 50 мм — уширение подколонника для опирания опалубки колонны.



Площадь сечения рабочей арматуры определяется из условия

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9 h_0 R_s}; \quad A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9 h_{01} R_s}$$

где h_0 ; h_{01} – рабочая высота сечения соответственно плитной части фундамента и его первой ступени.

5.4. Пример расчета фундамента

5.4.1. Определение нагрузок

Нагрузку от колонны на фундамент при $\gamma_f > 1$ для определения минимально допустимой рабочей высоты фундамента принимаем из расчета прочности колонны $N = 2202$ кН.

Нагрузку от колонны при $\gamma_f = 1$ на фундамент для определения размеров его площади вычисляем делением расчетной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке

$$\gamma_f = \frac{1 + 1,2 + 1,3 + 1,3}{4},$$

$$N = \frac{714}{1,1} + \frac{1334}{1,2} + \frac{180,6}{1,3} + \frac{64,8}{1,3} = 1946 \text{ кН},$$

где 1,1; 1,2; 1,3; 1,4 – значения коэффициентов надежности по нагрузке.

5.4.2. Расчет основания

Задаемся условиями: глубина заложения фундамента $H_f = 2,0$ м, бетон В20, условное расчетное давление грунта основания $R_o = 0,35$ МПа (в задании на курсовой проект H_f и R_o указаны).

Площадь и размеры сторон квадратного фундамента:

$$A_{f,tot} = a \cdot b = \frac{N}{R_o - \gamma_{mt} H_f} = \frac{1946 \cdot 10^3}{0,35 \cdot 10^6 - (20 \cdot 2) 10^3} = 6,27 \text{ м}^2,$$

где N – нормальная сила при $\gamma_f = 1$; $\gamma_{mt} = 20$ кН/м³; $H_f = 2,0$ м;

$$a = b = \sqrt{A_{f,tot}} = \sqrt{6,27} = 2,505 \text{ м}.$$

Принимаем размеры подошвы фундамента
тогда

$$a \times b = 2500 \times 2500 \text{ мм},$$

$$A_{f, tot} = 6,25 \text{ м}^2.$$

5.4.3. Расчет тела фундамента

Рабочая высота сечения плитной части фундамента

$$h_o = - \frac{(400+100)+(400+100)}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2202 \times 10^3}{0,81+0,352}} = 440 \text{ мм},$$

где P_s - давление под подошвой фундамента от расчетных нагрузок

при $\gamma_f > 1$, $P_s = \frac{N}{A_{f, tot}} = \frac{2202 \cdot 10^3}{6,25 \cdot 10^6} = 0,352 \text{ Н/мм}^2$; N - продольная сила при $\gamma_f > 1$.

Полная высота фундамента H_f (рис. I5, а) с учетом $a_s = 75 \text{ мм}$ (без бетонной подготовки)

$$H_f = 440 + 75 = 515 \text{ мм}.$$

Оптимальная высота монолитного фундамента из условия констру-

ирования принимается $H_f = 900 \text{ мм}$, тогда $h_o = 900 - 75 = 825 \text{ мм}$.

Рабочая высота сечения нижней ступени (рис. I5, а)

$$h_{o1} = \frac{Q}{K_1 R_{bt}} = \frac{123,2}{0,6 \cdot 0,81} = 253,5 \text{ мм},$$

где $Q = c P_s = (a - h_{c1} - 2h_o) 0,5 P_s = (2500 - 500 - 2 \cdot 825) \cdot 0,352 = 123,2 \text{ кН}$;

$K_1 = 0,6$ для тяжелых бетонов.

Полная высота сечения нижней ступени при $a_s = 75 \text{ мм}$

$$h_1 = 253,5 + 75 = 328 \text{ мм}.$$

Принимаем $h_1 = 450 \text{ мм}$, тогда $h_{o1} = 375 \text{ мм}$.

Высота второй ступени $h_2 = 900 - 450 = 450 \text{ мм}$.

Изгибающий момент в сечении I-I

$$M_1 = 0,125 \cdot 0,352 (2500 - 500)^2 \cdot 2500 = 485 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Изгибающий момент в сечении II-II

$$M_2 = 0,125 \cdot 0,352(2500-1350)^2 \cdot 2500 = 145 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Площадь арматуры класса А-П ($R_s = 280 \text{ МПа}$) в сечении I-I

$$A_{s1} = \frac{485 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 825 \cdot 280} = 2332 \text{ мм}^2,$$

то же в сечении II-II

$$A_{s2} = \frac{145 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 375 \cdot 280} = 1534 \text{ мм}^2.$$

Количество рабочих стержней в каждом направлении принимаем по большему значению A_{s1} или A_{s2} ($A_{s1} = 2332 \text{ мм}^2$) исходя из максимально допустимого расстояния между ними - 200 мм - 13 $\emptyset 16$, А-П, $A_s = 2613 > 2332 \text{ мм}^2$.

Расположение рабочей арматуры в плитной части фундамента показано на рис.13-15.

При рабочей арматуре класса А-I площадь

$$A_{s1} = \frac{485 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 825 \cdot 225} = 2903 \text{ мм}^2.$$

При расстоянии между стержнями в каждом направлении 150 мм принимаем 17 стержней $\emptyset 16$ А-I

$$A_s = 3417 > 2903 \text{ мм}^2.$$

5.5. Указания по конструированию фундаментов

Подобву фундамента рекомендуется армировать сварными сетками, но сетки могут быть и вязанные. При ширине фундамента до 3 м может применяться одна сетка по всей подошве или четыре узкие, из которых две укладываются в одном направлении в первом слое, а две другие - во втором слое другого направления.

Ширина узких сеток принимается начиная с размера 800 мм и увеличивается кратно 200 мм.

Диаметр рабочих стержней сетки (сварной, вязаной) должен быть не менее 10 мм вдоль стороны 3 м и 12 мм при стороне более 3 м. 3 м.

Расстояние между стержнями рекомендуется принимать 200 мм в обоих направлениях сетки, длина стержней каждого направления должна быть одинаковой.

Форма подколонника зависит от сечения колонн, может быть квадратная или прямоугольная.

Размеры подколонника назначаются кратными в плане 300 мм, а по высоте - 150 мм. Диаметр продольных стержней подколонника принимается не менее 12 мм и не менее диаметра продольной арматуры колонны. По сравнению с размерами поперечного сечения колонны размеры подколонника должны быть на 40 мм больше в каждую сторону.

Подколонник соединяется с колонной стыковой взаимных выпусков стержней. Количество стыкуемых стержней должно быть одинаковым. Подколонник обычно армируется аналогично колонне. Длина стыка выпусков зависит от способа армирования колонны и количества ее продольных стержней [3, рис.205-207].

При армировании колонны и подколонника сварными каркасами их стык выполняется в зависимости от глубины заложения фундамента. При заложении фундамента до 1,2 м каркасы стыкуются на отметке верхней ступени, более 1,2 м - на отметке уровня пола $\pm 0,00$. Стык каркасов осуществляется внахлестку или сваркой дополнительных стержней.

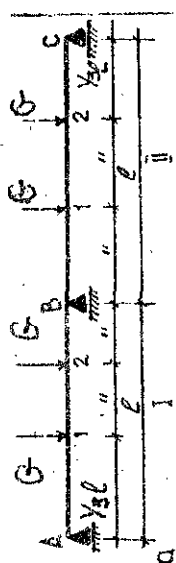

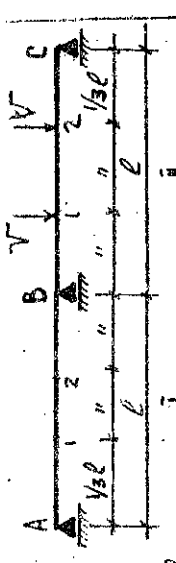
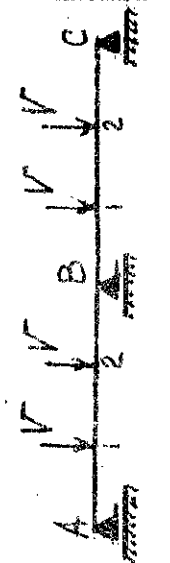
Для варианта армирования колонны вязаными каркасами стык стержней осуществляется при заглублении фундамента до 1,2 м - выше его верхней ступени, при более 1,2 м - на уровне обреза подколонника. При четырех продольных стержнях они стыкуются в одном уровне, при восьми - в двух уровнях (см. рис.15).

В пределах стыка продольных стержней расстояние между поперечными стержнями принимается не более 10α - продольных стержней и уменьшается: при сварных каркасах - вдвое против принятого в колонне, но не более 150 мм, при вязаных - не более 100 мм.

Защитный слой бетона в плитной части фундамента принимается при наличии подготовки - 35 мм, при ее отсутствии - 75 мм.

Значения коэффициентов α , β , γ для построения эпюр M и Q и определения опорных реакций R

1. Двухпролетная балка

Загру- женные пролеты	Схема расположения нагрузок	Вид уси- лия	Коэф- фици- ент	Значение коэффициентов для опорных сече- ний и в пролетах балки						
				A	I ₁	I ₂	B	II ₁	II ₂	C
I; II		M	α	0	0,222	0,111	-0,333	0,111	0,222	0
		Q _{лев}		0	0,667	-0,333	-1,333	1,333	0,333	-0,667
		Q _{пр}	γ	0,667	-0,333	-1,333	1,333	0,333	-0,667	0
		R	γ	0,667	-	-	2,666	-	-	0,667
I		M	β	0	0,278	0,222	-0,167	-0,111	-0,056	0
		Q _{лев}		0	0,833	-0,167	-1,167	0,167	0,167	0,167
		Q _{пр}	δ	0,833	-0,167	-1,167	0,167	0,167	0,167	0
		R	γ	0,833	-	-	2,334	-	-	-0,167
II		M	β	0	-0,056	-0,111	-0,167	0,222	0,278	0
		Q _{лев}		0	-0,167	-0,167	-0,167	1,167	0,167	-0,833
		Q _{пр}	δ	-0,167	-0,167	-0,167	1,167	0,167	-0,833	0
		R	γ	-0,167	-	-	2,334	-	-	0,833
I; II		M	β	0	0,222	0,111	-0,333	0,111	0,222	0
		Q _{лев}		0	0,667	-0,333	-1,333	1,333	0,333	-0,667
		Q _{пр}	δ	0,667	-0,333	-1,333	1,333	0,333	-0,667	0
		R	γ	0,667	-	-	2,666	-	-	0,667

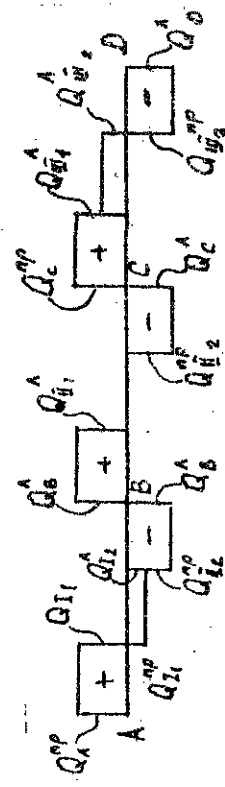
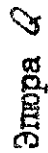
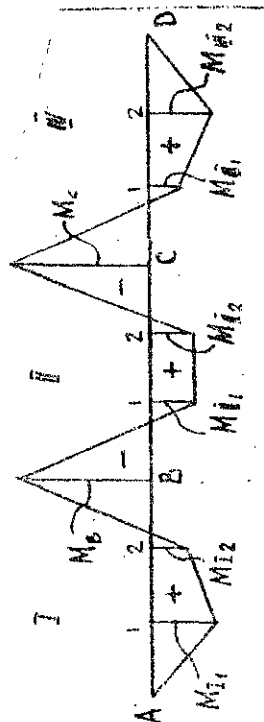
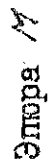
2. Трехпролетная балка

За- гру- жен- ные про- леты	Схема расположения нагрузок	Вид уси- ления	Коэф- фици- ент	Значения коэффициентов для пролетных и опорных сечений									
				A	I ₁	I ₂	B	I ₁	I ₂	C	I ₂	I ₃	D
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I		M	α	0	0,244	0,156	0,267	0,067	0,067	0,267	0,156	0,244	0
II		Q лев Q прав	γ	0 0,733	0,733 -0,267	-0,267 -1,267	-1,267 1,000	1,000 0	0 -1,000	-1,000 1,267	1,267 0,267	0,267 -0,733	0,733 0
III		R	γ	0,733	-	-	2,267	-	-	2,267	-	-	0,733
I		M	β	0	0,289	0,244	0,133	-0,133	-0,133	0,133	0,244	0,289	0
II		Q лев Q прав	δ	0 0,867	0,867 -0,133	-0,133 -1,333	-1,333 0	0 0	0 0	0 1,133	1,133 0,133	0,133 -0,867	0,867 0
III		R	γ	0,867	-	-	1,133	-	-	1,133	-	-	0,867
I		M	β	0	-0,044	-0,089	-0,133	0,200	0,200	-0,133	-0,089	-0,044	0
II		Q лев Q прав	δ	0 -0,133	-0,133 0,133	0,133 -0,133	-0,133 1,000	1,000 0	0 -1,000	-1,000 0,133	0,133 0,133	0,133 -0,133	0,133 0
III		R	γ	-0,133	-	-	1,133	-	-	1,133	-	-	-0,133

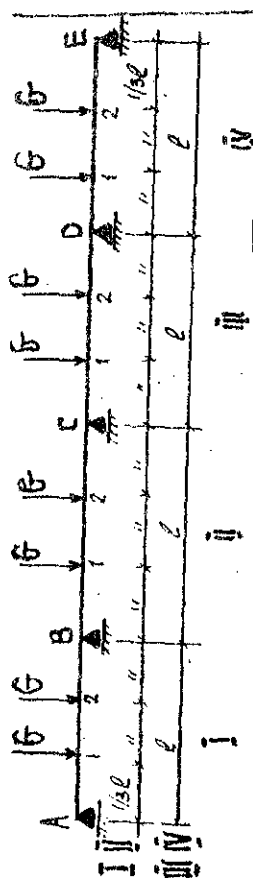
Продолжение табл. П.1

[illegible]

Обозначение ordinат этор при затружении бадки по схеме "а" (табл.2)

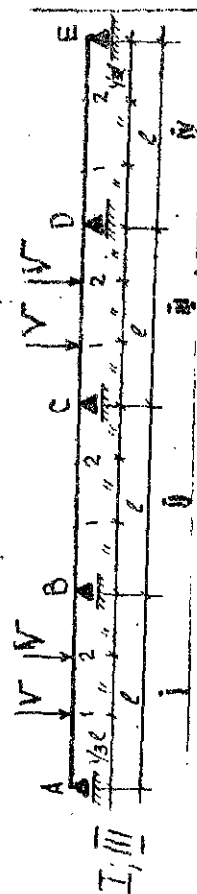


3. Четырехпролетная балка



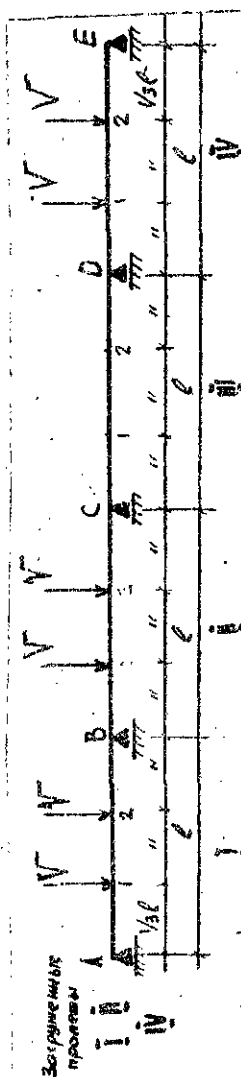
Вид усилия	Коэф- фици- ент	Значение коэффициентов для пролетных и опорных сечений												
		A	I ₁	I ₂	B	II ₁	II ₂	C	III ₁	III ₂	D	IV ₁	IV ₂	E
M	α	0	0,238	0,143	-0,286	0,079	0,111	-0,190	0,111	0,079	-0,289	0,143	0,238	0
Q _{лев}	γ	0	0,714	0,286	-1,286	1,096	0,096	-0,904	0,904	-0,096	-1,096	1,286	0,286	-0,714
Q _{прав}	γ	0,714	-0,286	-1,286	1,096	0,096	-0,904	0,904	-0,096	-0,096	-1,286	0,286	-0,714	0
R	γ	0,714	-	-	2,382	-	-	1,808	-	-	2,382	-	-	0,714

а

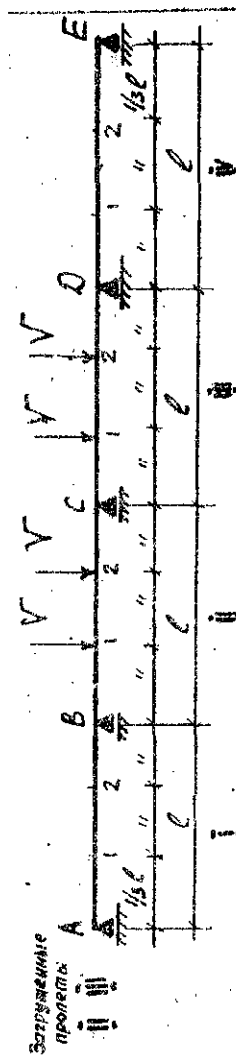


M	β	0	0,286	0,238	-0,143	-0,127	-0,111	-0,095	0,222	0,206	-0,143	-0,095	-0,045	0
Q лев	δ	0	0,857	-0,143	1,243	0,048	0,048	0,048	-0,952	-0,045	-1,048	0,143	0,143	0,143
Q прав	δ	0,857	-0,143	-1,143	0,048	0,048	0,048	0,952	-0,048	-1,048	0,143	0,143	0,143	0
R	γ	0,857	-	-	1,191	-	-	0,904	-	-	1,191	-	-	-0,143

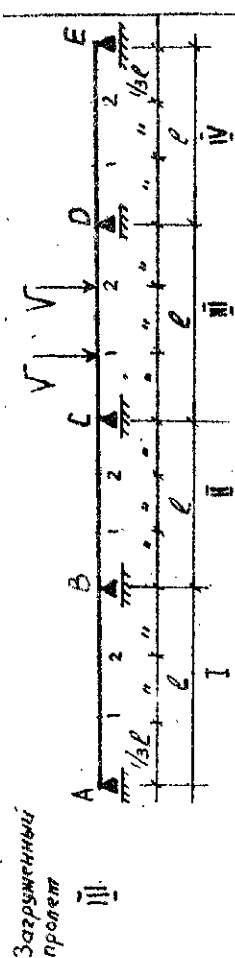
б



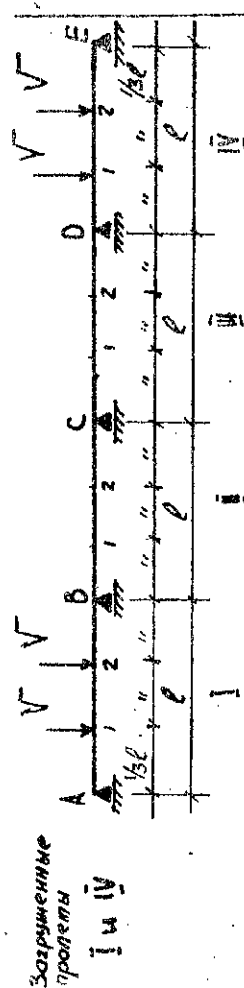
	A	I ₁	I ₂	B	II ₁	II ₂	C	III ₁	III ₂	D	IV ₁	IV ₂	E
M	0	0,226	0,109	-0,321	0,103	0,194	-0,048	-0,084	-0,120	-0,155	0,230	0,281	0
Q _{лев}	0	0,679	-0,321	-1,321	1,273	0,273	-0,727	-0,107	-0,107	-0,107	1,155	0,155	-0,845
Q _{прав}	0,679	-0,321	-1,321	1,273	0,273	-0,727	-0,107	-0,107	-0,107	1,155	0,155	-0,845	0
R	0,679	-	-	2,594	-	-	0,620	-	-	1,262	-	-	0,845



	A	I ₁	I ₂	B	II ₁	II ₂	C	III ₁	III ₂	D	IV ₁	IV ₂	E
M	0	-0,032	-0,064	-0,095	0,174	0,110	-0,286	0,110	0,174	-0,095	-0,064	-0,032	0
Q _{лев}	0	-0,095	-0,095	-0,095	0,809	-0,191	-1,191	1,191	0,191	-0,809	0,095	0,095	0,095
Q _{прав}	-0,095	-0,095	-0,095	0,809	-0,191	-1,191	1,191	0,191	-0,809	0,095	0,095	0,095	0
R	-0,095	-	-	0,904	-	-	2,382	-	-	0,904	-	-	-0,095

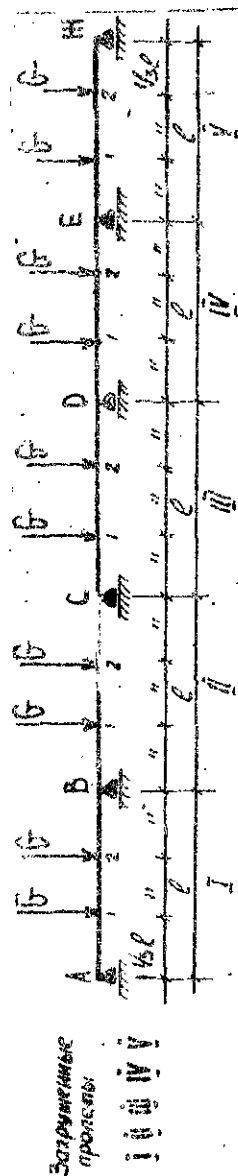


	A	I ₁	I ₂	B	II ₁	II ₂	C	III ₁	III ₂	D	IV ₁	IV ₂	E
M	0	0,012	0,024	0,036	-0,022	-0,079	-0,143	0,194	0,198	-0,131	-0,088	-0,044	0
Q лев	0	-0,036	-0,036	-0,036	-0,179	-0,179	-0,179	1,012	0,012	-0,988	0,131	0,131	0,131
Q прав	-0,036	-0,036	-0,036	-0,179	-0,179	-0,179	1,012	0,018	-0,988	0,131	0,131	0,131	0
R	-0,036	-	-	-0,143	-	-	1,191	-	-	1,121	-	-	-0,131

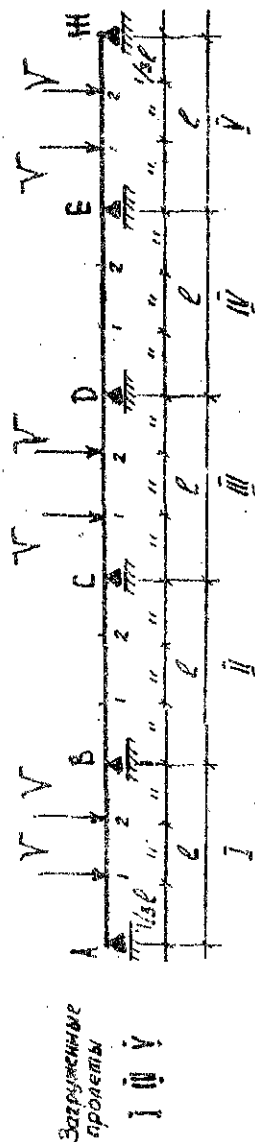


	β	0	0,240	0,207	-0,190	-0,095	0	0,095	0	-0,095	-0,190	0,207	0,240	0
Q лев	0	0,810	-0,190	-1,190	0,285	0,285	0,285	-0,285	-0,285	0,285	1,190	0,190	-0,810	-0,810
Q прав	0,810	-0,190	-1,190	0,285	0,285	0,285	-0,285	-0,285	-0,285	1,190	0,190	-0,810	0	0
R	0,810	-	-	1,475	-	-	-0,570	-	-	1,475	-	-	-	0,810

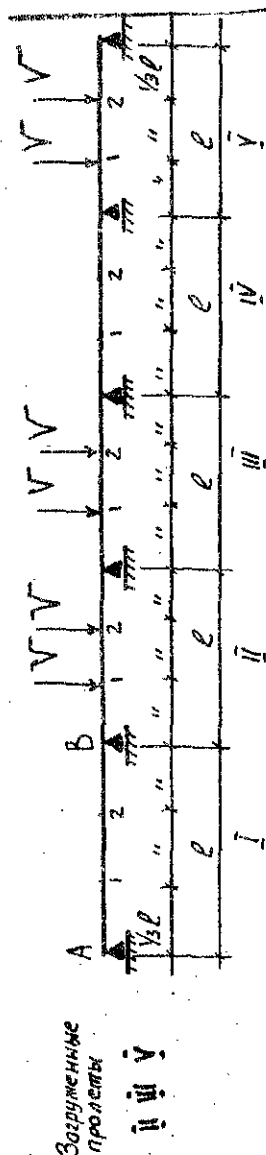
4. Двипролетная балка



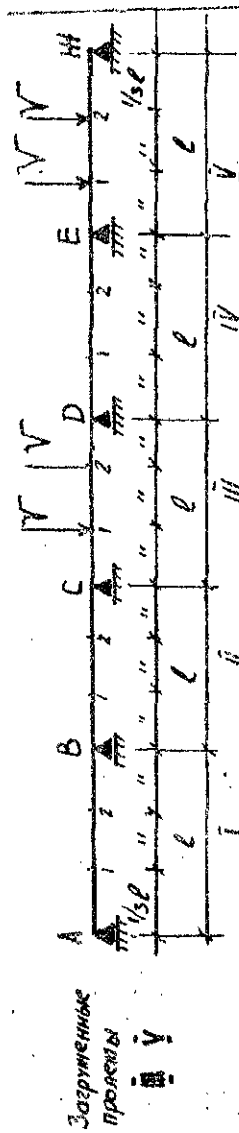
Значение коэффициентов в пролетах балки и на опорах																	
Уси- лие	Ко- эф- фи- ци- ент																
		A	I ₁	I ₂	B	II ₁	II ₂	C	III ₁	III ₂	D	IV ₁	IV ₂	E	V ₁	V ₂	Ж
M	α	0	0,240	0,146-0,281	0,076	0,099-0,211	0,123	0,123	0,123	0,123-0,211	0,099	0,076-0,281	0,146	0,240	0	0	0
Q _{лев}	γ	0	0,719-0,281	1,281	1,070	0,070-0,930	1,000	1,000	0	-1,000	0,930-0,070	-1,070	1,281	0,281	0,719	0	0
Q _{прав}		0,719-0,281	1,281	1,070	0,070-0,930	1,000	1,000	0	-1,000	0,930-0,070	-1,070	1,281	0,281	0,719	0	0	0
R	γ	0,719	-	-	2,351	-	-	1,930	-	-	1,930	-	-	2,351	-	-	0,719



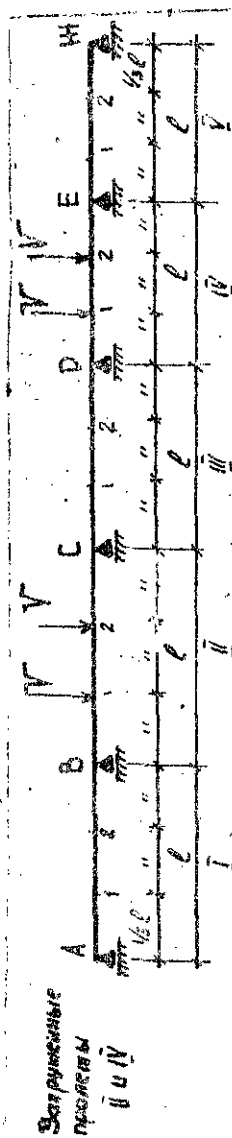
M	β	0	0,287	0,240-0,140	0,129-0,117	0,105	0,228	0,228	0,228	0,105-0,117	0,129-0,140	0,140	0,240	0,287	0
$Q_{лев}$	δ	0	0,860	0,140-1,190	0,035	0,035	1,000	0	-1,000	0,035-0,035	0,035	1,140	0,140	0,860	0
$Q_{прав}$	δ	0,860	0,140-1,190	0,035	0,035	1,000	0	-1,000	0,035-0,035	0,035	1,140	0,140	0,860	0	0
R	γ	0,860	-	-	-1,175	-	-	0,965	-	-	0,965	-	-	1,175	0,860



	A	I ₁	I ₂	B	II ₁	II ₂	C	III ₁	III ₂	D	IV ₁	IV ₂	E	V ₁	V ₂	Ж
M	0	-0,031	-0,062	-0,093	0,172	0,104	0,297	0,114	0,198	-0,054	-0,087	-0,120	-0,153	0,231	0,282	0
Q ^{лев}	0	-0,093	-0,093	-0,093	0,796	-0,204	-1,204	1,243	0,243	-0,757	-0,095	-0,095	-0,095	1,153	0,153	-0,847
Q ^{прав}	-0,093	-0,093	-0,093	0,796	-0,204	-1,204	1,243	0,243	-0,757	0,095	-0,095	-0,095	0,153	0,153	-0,847	0
R	-0,093	-	-	0,889	-	-	2,447	-	-	0,662	-	-	1,248	-	-	0,847



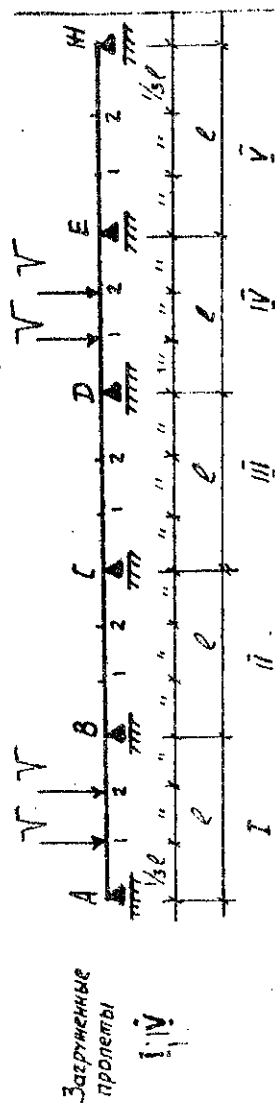
	A	I ₁	I ₂	B	II ₁	II ₂	C	III ₁	III ₂	D	IV ₁	IV ₂	E	V ₁	V ₂	Ж
M	0	0,013	0,026	0,038	-0,026	-0,090	-0,153	0,200	0,220	-0,093	-0,139	-0,185	-0,230	0,181	0,257	0
Q ^{лев}	0	-0,038	-0,038	-0,038	-0,191	-0,191	-0,191	1,060	0,060	-0,940	-0,137	-0,137	-0,137	1,230	0,230	-0,770
Q ^{прав}	-0,038	-0,038	-0,038	-0,191	-0,191	-0,191	1,060	0,060	-0,943	-0,137	-0,137	-0,137	1,230	0,230	-0,770	0
R	-0,038	-	-	-0,153	-	-	1,251	-	-	0,803	-	-	1,367	-	-	0,770



Услови- е	Коэф- фици- ент	Значение коэффициентов в пролетах балки и на опорах											
		A	I_1	I_2	B	\bar{I}_1	\bar{I}_2	C	\bar{I}_1	\bar{I}_2	D	\bar{I}_1	\bar{I}_2
M	β	0	-0,047	-0,094	-0,140	0,205	0,216	-0,105	-0,105	-0,105	-0,105	0,216	0,205
$Q^{лев}$ $Q^{пр}$	δ	0	-0,860	-0,850	-0,860	1,035	0,035	-0,965	0	0	0	0,965	-0,035
	η	-0,860	-0,860	-0,860	1,035	0,035	-0,965	0	0	0	0,965	-0,035	-1,035
R	γ	-0,860	-	-	1,895	-	-	0,965	-	-	0,965	-	-



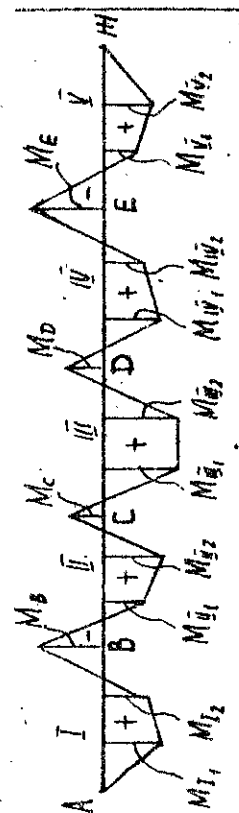
M	β	0	0,227	0,210	-0,3190	1020,189	-0,057	-0,077	-0,098	-0,118	0,209	0,202	-0,137	-0,092	-0,046	0
$Q^{1\text{st}}$	δ	0	0,681	-0,319	-1,3191	2620,262	-0,738	0,061	-0,061	-0,061	0,981	-0,019	-1,019	0,137	0,137	0,137
$Q^{2\text{nd}}$	γ	0	0,681	-0,319	-1,319	1,2620	2620,738	-0,061	0,061	-0,061	0,981	-0,019	-1,019	0,137	0,137	0
R	η	0,681	-	-	2,581	-	-0,677	-	-	1,042	-	-	1,156	-	-	-0,137



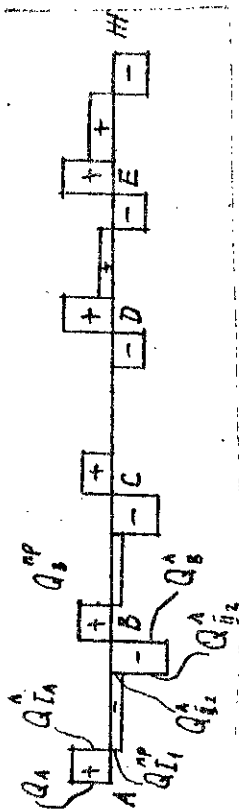
	A	I ₁	I ₂	B	II ₁	II ₂	C	III ₁	III ₂	D	IV ₁	IV ₂	E	V ₁	V ₂	H
M	0	0,270	0,207	-0,188	-0,096	-0,005	0,086	0,005	-0,076	-0,156	0,191	0,198	-0,128	-0,086	-0,043	0
Q ^{леб}	0	0,812	-0,188	-1,188	0,274	0,274	0,274	-0,242	-0,242	-0,242	1,028	0,028	-0,972	0,128	0,128	0,128
Q ^{пр}	0,812	-0,188	-1,188	0,274	0,274	0,274	-0,242	-0,242	-0,242	1,028	0,028	-0,972	-0,128	0,128	0,128	0
R	0,812	-	-	1,462	-	-	-0,516	-	-	1,270	-	-	1,100	-	-	-0,128

Обозначения сечений на эпюрах пятипролетной балки нагруженной по схеме "а" (табл.4)

Эпюра M



Эпюра Q



Приложение 2
Таблица П.2.1

Расчетные параметры сжатых сечений
Значение коэффициента φ_0 при e_0/h_c

$\frac{N_{pr}}{N}$	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
I	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61

Таблица П.2.2

Значения коэффициента φ_2 при e_0/h_c

$\frac{N_{pr}}{N}$	6	8	10	12	14	16	18	20
--------------------	---	---	----	----	----	----	----	----

А. При отсутствии промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, а также при площади сечения этих промежуточных стержней менее $1/3 \sum A_s$

0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
I	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74

Б. При площади сечения промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, равной или более $1/3 \sum A_s$.

0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
I	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,70	0,63

N_{pr} - продольная сила от длительного действия постоянных и длительных нагрузок;

N_{el} - продольная сила от действия кратковременных постоянных и длительных нагрузок;

I-I - рассматриваемая плоскость;

2 - промежуточные стержни.

Список литературы

1. ГОСТ 8478-81. Сетки сварные для железобетонных конструкций. Технические условия. - М.: Изд-во стандартов, 1981. - 15 с.
2. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А.Я.Барашикова. - К.: Выща шк., 1987. - 415 с.
3. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. - М.: Высш.шк., 1987. - 383 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). - М.: ЦИТП, 1986. - 191 с.
5. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения. - М.: Стройиздат, 1978. - 174 с.
6. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1975. - 192 с.
7. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1989. - 65 с.
8. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. - М.: Стройиздат, 1986. - 34 с.
9. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. - М.: Госстрой СССР, 1984. - 125 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. Конструктивная схема и компоновка перекрытия	3
2. Материалы для главной балки, колонны и фундамента ...	5
3. Расчет главной балки	7
3.1. Нагрузки на главную балку, расчетная схема и расчетные пролеты	7
3.2. Определение усилий в балке	7
3.3. Расчет прочности нормальных сечений	10
3.4. Расчет прочности наклонных сечений	11
3.5. Пример расчета главной балки	12
3.6. Указания по конструированию главных балок	32
4. Колонны	36
4.1. Конструктивная схема колонн	36
4.2. Нагрузки на колонну	36
4.3. Определение усилий в колонне	38
4.4. Расчет прочности прямоугольного сечения	38
4.5. Расчет колонны I-го этажа	39
4.6. Указания по конструированию колонн	46
5. Фундаменты	48
5.1. Конструктивная схема фундаментов	48
5.2. Нагрузки на фундамент	49
5.3. Расчет центрально-нагруженных фундаментов	49
5.4. Пример расчета фундамента	52
5.5. Указания по конструированию фундаментов	54
Приложения	56
Список литературы	67