

- 1 - фундамент столбчатый;
2 - колонна;
3 - ригель;
4 - плита перекрытия;
5 - стропильная балка;
6 - плита покрытия;
7 - плита стенового ограждения

2 Пример расчёта железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания

2.1 Общие исходные данные

Требуется рассчитать железобетонные конструкции четырёхэтажного промышленного здания с наружными кирпичными стенами толщиной 510 мм, имеющего жесткую конструктивную схему, при следующих исходных данных.

Размеры здания в плане, считая по разбивочным осям, 40×18 м. Ригели балочного сборного перекрытия здания с неполным каркасом состоят из отдельных однопролетных элементов, объединяемых при монтаже в неразрезную систему. Концы ригелей прямоугольного поперечного сечения свободно опираются на продольные стены.

Междуэтажные перекрытия выполняются из ребристых панелей с рёбрами вниз, которые укладываются поверху по ригелям. Высота первого и последующих этажей составляет 4 м. Покрытие здания опирается только на наружные продольные стены. Временная длительно действующая нагрузка $p_{дл}^н = 7 \text{ кН/м}^2$, временная кратковременно действующая нагрузка $p_{кр}^н = 1,5 \text{ кН/м}^2$, вес пола составляет $g_{п}^н = 0,7 \text{ кН/м}^2$, расчётное сопротивление грунта $R = 0,2 \text{ МПа}$, глубина заложения фундаментов под колонны составляет 0,95 м. Коэффициент условий работы бетона γ_{b1} , учитывающий влияние длительности действия нагрузки, принимаем равным 0,9. Здание относится ко II классу ответственности, для которого при расчетах коэффициент надежности по назначению здания принимается равным $\gamma_n = 0,95$ [3, с. 34].

2.2 Компоновка здания. Составление монтажного плана перекрытия

В соответствии с рекомендациями раздела 1 при $p_{дл}^н = 7 < 13 \text{ кН/м}^2$ проектируем здание с неполным железобетонным каркасом, сеткой колонн $l \times l_n = 6 \times 5 \text{ м}$, поперечным расположением ригелей и продольными несущими кирпичными стенами.

Привязка внутренних поверхностей стен к разбивочным осям принимается равной 200 мм. Для принятой сетки колонн основная панель перекрытия П-1, подлежащая расчету, имеет номинальные размеры в плане

5000×1500 мм. Конструктивные размеры этой панели в плане будут менее номинальных по длине на 30 мм, по ширине – на 10 мм, т. е. 4970×1490 мм. Толщину полки панели (минимально допустимую) из условия обеспечения прочности на продавливание при действии сосредоточенных нагрузок принимаем $h_n = 50$ мм.

Монтажный план междуэтажного перекрытия и поперечный вертикальный разрез здания показаны на рис. 10.

2.3 Расчёт ребристой панели

2.3.1 Назначение характеристик прочности бетона и арматуры, определение высоты панели

Изготовление панели предусматривается из бетона класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа, $\gamma_{b1} = 0,9$ – вводится в расчёты при продолжительном (длительном) действии нагрузки [2, п. 5.1.10]); продольная арматура для армирования продольных ребер панели – из стали класса А300 ($R_s = 270$ МПа, $E_s = 200000$ МПа); поперечная арматура ребер из стали класса А240 ($R_{sw} = 170$ МПа, $E_s = 200000$ МПа); рабочая арматура для армирования полки панели – класса А400 ($R_s = 355$ МПа). Арматура подъемных петель принимается из стали класса А240 ($R_s = 215$ МПа). Расчетные характеристики материалов приняты по [2].

Для определения высоты панели h произведем сбор нагрузок на 1 м^2 перекрытия (см. табл. 1).

Высота панели, удовлетворяющая одновременно условиям прочности и требованиям жесткости, определяется по формуле (3):

$$h = \frac{clR_s}{E_s} \cdot \frac{q_{дл}^n \theta + q_{кр}^n}{q^n} = (34 \cdot 4875 \cdot 270 / 200000) \cdot (9,575 \cdot 1,5 + 1,5) / 11,075 = 320,48 \text{ мм},$$

где $l = l_n - 0,5b = 5000 - 0,5 \cdot 250 = 4875$ мм,

здесь $b = 250$ мм – ширина ригеля, принятая предварительно.

Принимаем $h = 320$ мм. Форма поперечного сечения панели и принятые размеры приведены на рис. 11.

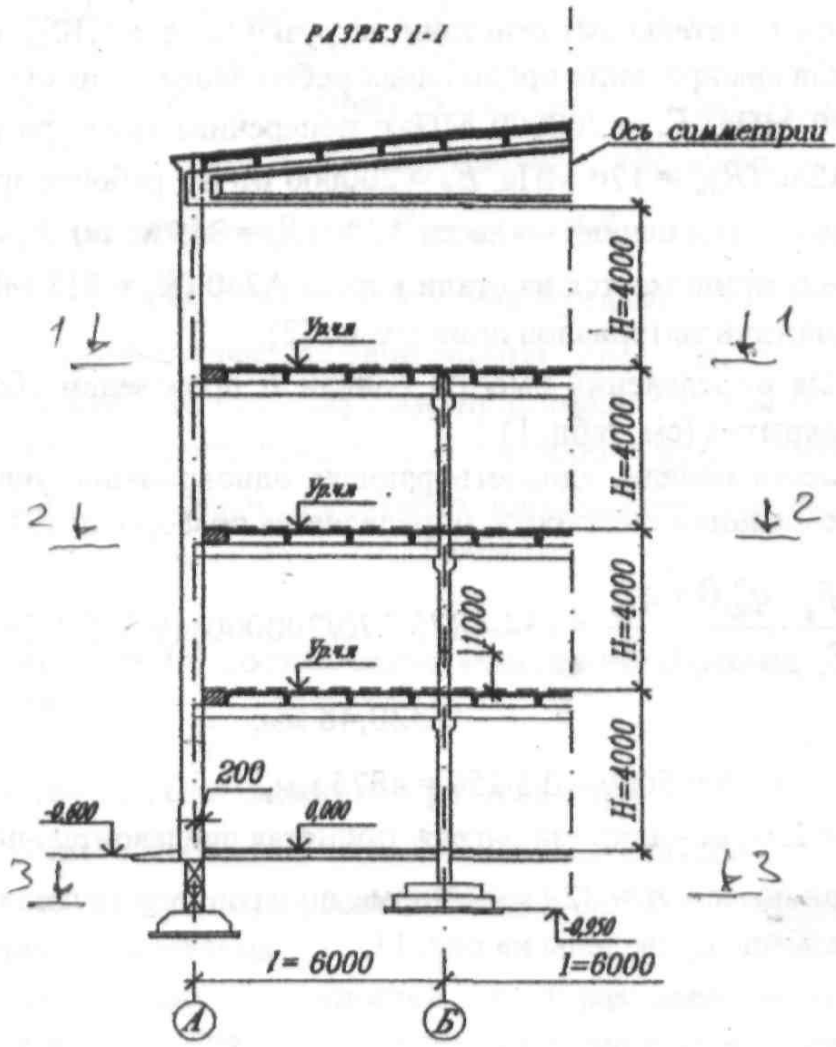
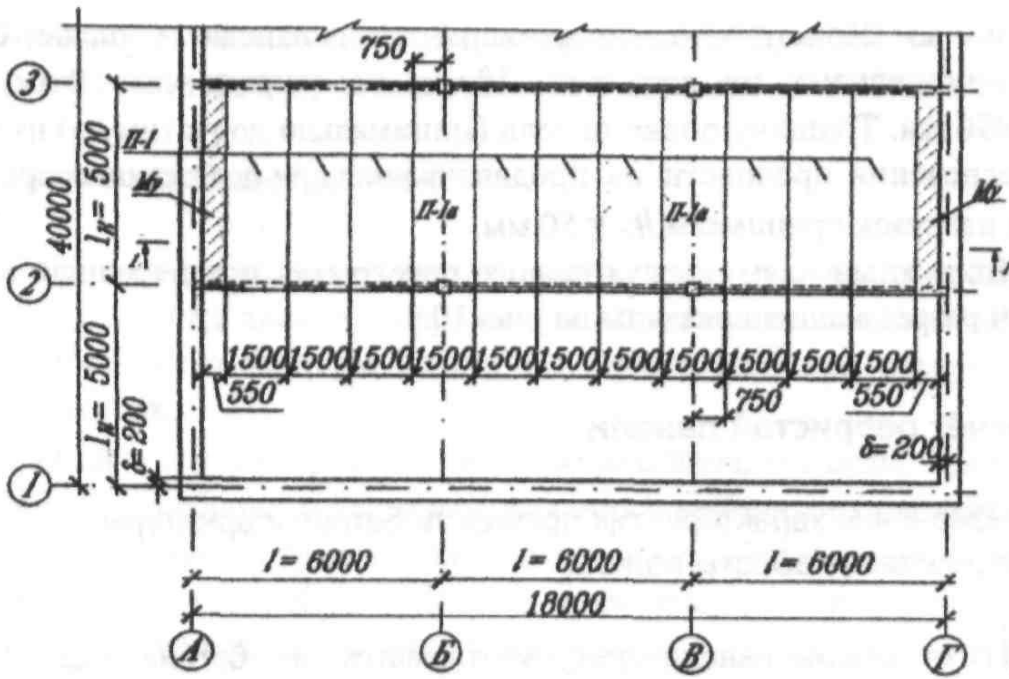


Рис. 10. Монтажный план перекрытия и разрез I-I

Нагрузка на 1 м² перекрытия, кН

Вид нагрузки	Нормативная	γ_f	Расчетная
Постоянная: от массы пола от массы панели	$g_{п}^H = 0,7$	1,3	$g_{п} = 0,91$
	$g_{пан}^H = h_{ред} \rho 10 =$ $= 0,075 \cdot 2,5 \cdot 10 = 1,875$	1,1	$g_{пан} = 2,063$
Итого	$g^H = 2,575$		$g = 2,973$
Временная: длительная	$p_{дл}^H = 7$	1,2	$p_{дл} = 8,4$
	кратковременная $p_{кр}^H = 1,5$	1,3	$p_{кр} = 1,95$
Итого	$p^H = 8,5$		$p = 10,35$
Всего: длительная	$q_{дл}^H = g^H + p_{дл}^H = 9,575$		$q_{дл} = g + p_{дл} = 11,373$
	кратковременная $q_{кр}^H = p_{кр}^H = 1,5$		$q_{кр} = p_{кр} = 1,95$
	полная $q^H = q_{дл}^H + q_{кр}^H = 11,075$		$q = q_{дл} + q_{кр} = 13,323$

В таблице: $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$ – средняя плотность железобетона;

$h_{ред} = 0,075 \text{ м}$ – приведенная толщина панели, принятая по рекомендациям п. 1.1;

10 – округленное значение ускорения свободного падения, м/с^2 .

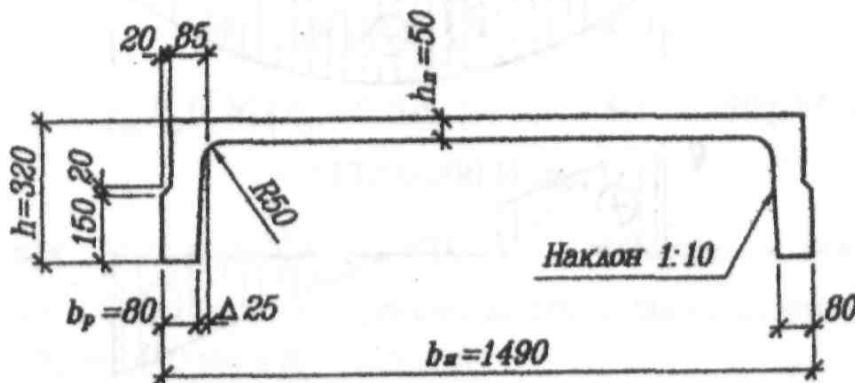


Рис. 11. Поперечное сечение панели

2.3.2 Расчет продольного ребра панели по нормальным сечениям

Панели укладываются на ригели свободно и под воздействием равномерно распределенной нагрузки работают как простые балки на двух опорах (рис. 12).

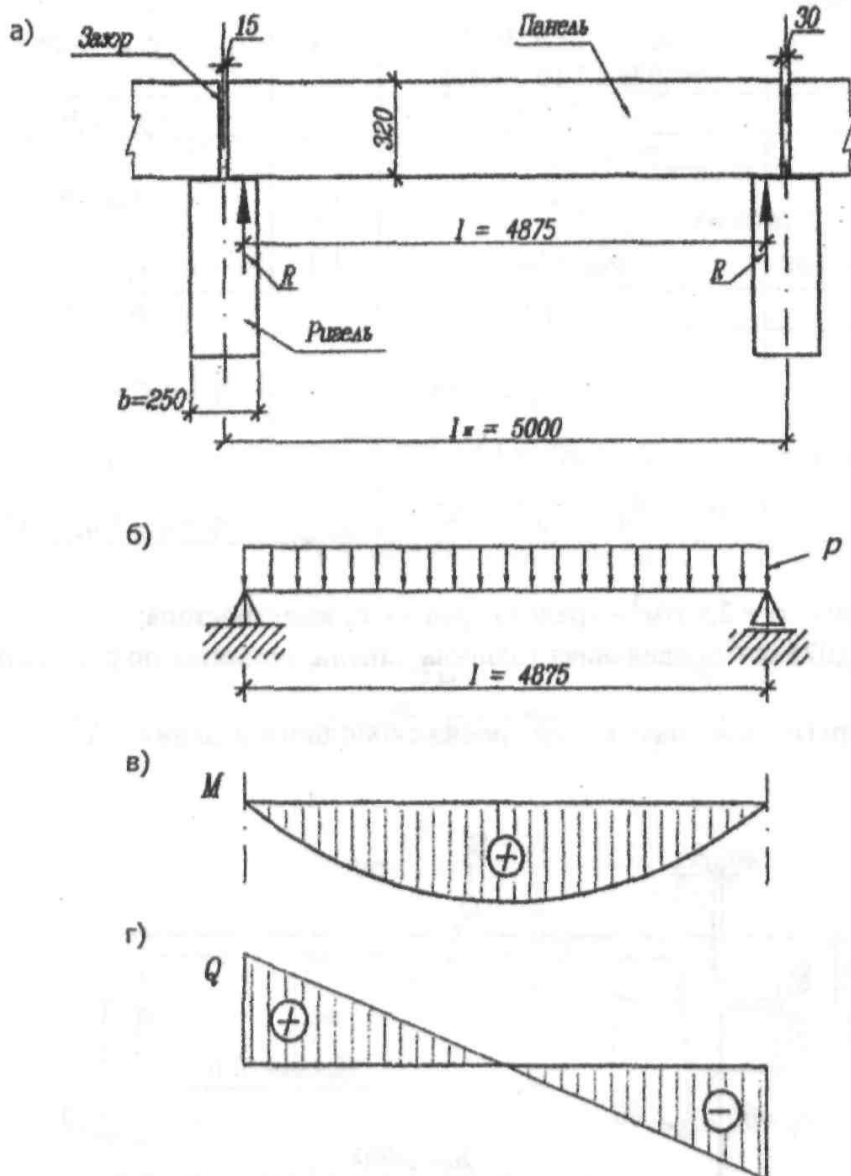
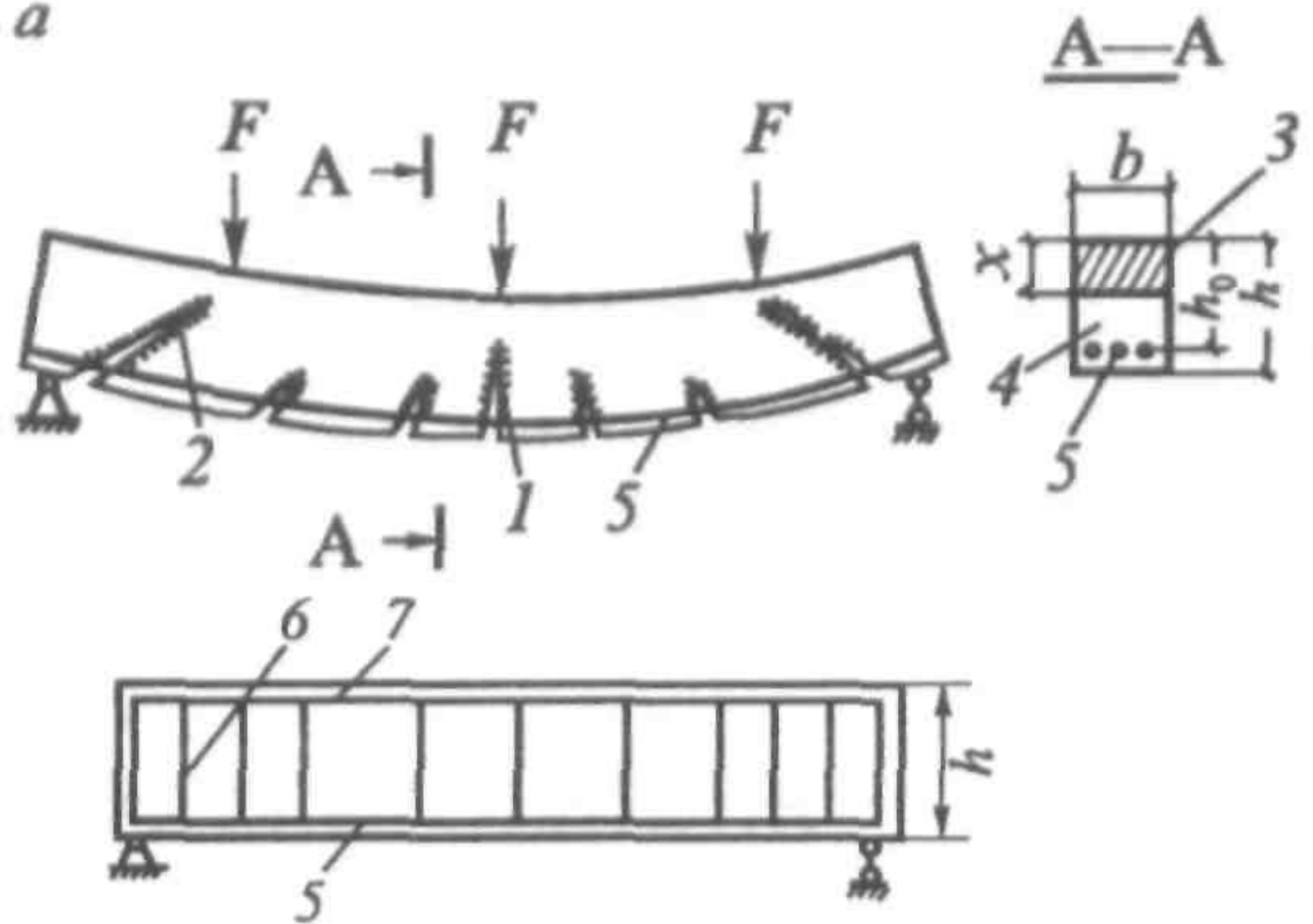


Рис. 12. К расчёту продольного ребра панели:
а – общий вид; б – расчётная схема; в – эпюра моментов;
г – эпюра поперечных сил

a



Железобетонная балка:

a — схема образования трещин;

б — схема армирования балки;

1 — трещина нормальная к продольной оси конструкции;

2 — трещина наклонная к продольной оси конструкции;

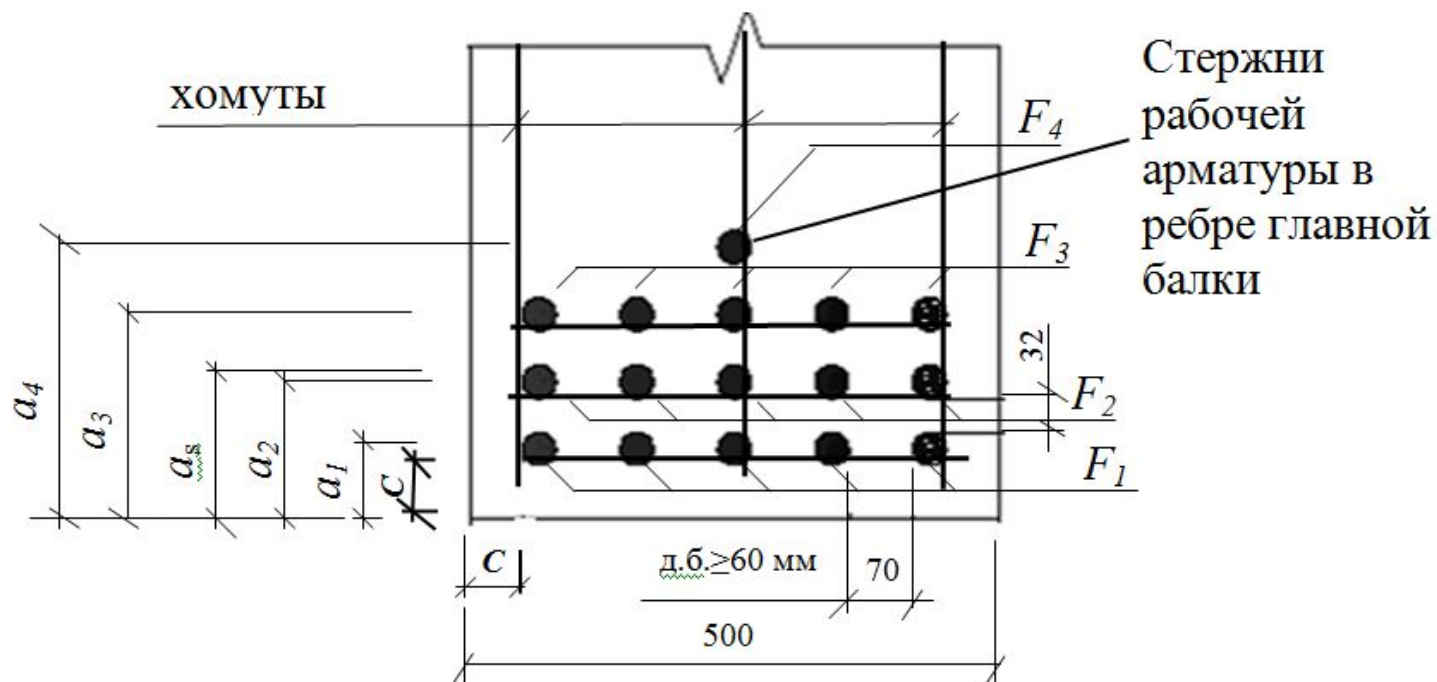
3 — сжатая зона;

4 — растянутая зона;

5 — продольная рабочая арматура;

6 — поперечная арматура;

7 — монтажная арматура



$$a_{\text{ср.т.}} = (a_1 \cdot F_1 + a_2 \cdot F_2 + a_3 \cdot F_3 + a_4 \cdot F_4) / (F_1 + F_2 + F_3 + F_4)$$

Расчетная нагрузка на 1 м при номинальной ширине панели 1,5 м с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$ составляет

$$p = qb_{\text{п}}\gamma_n = 13,323 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 18,985 \text{ кН/м.}$$

В соответствии с расчетной схемой панели (рис. 12, б) наибольшие усилия определяются по формулам:

$$M = pl^2/8 = 18,985 \cdot 4,875^2/8 = 56,4 \text{ кН·м;}$$

$$Q = pl/2 = 18,985 \cdot 4,875/2 = 46,276 \text{ кН.}$$

При расчете продольных ребер фактическое П-образное сечение панели с полкой в сжатой зоне заменяем тавровым (рис. 13, б). Расчетная ширина ребра эквивалентного таврового сечения $b = 2b_p = 2 \cdot 80 = 160$ мм. Значение b'_f , вводимое в расчет, при отношении $h'_f/h = 50/320 = 0,156 > 0,1$ [2, п. 6.2.12] составляет

$$b'_f = b + 2l_{\text{св}} = 160 + 2 \cdot 640 = 1440 \text{ мм,}$$

так как в нашем случае ширина свеса полки в каждую сторону от ребра может быть принята равной 1/2 расстояния в свету между продольными ребрами (640 мм), но не более 1/6 пролета элемента ($1/6l = 4875/6 = 812,5$ мм).

Назначаем предварительно рабочую высоту сечения в предположении однорядного расположения арматуры по высоте сечения

$$h_0 = h - a = 320 - 35 = 285 \text{ мм.}$$

Определяем положение нейтральной оси, пользуясь неравенством

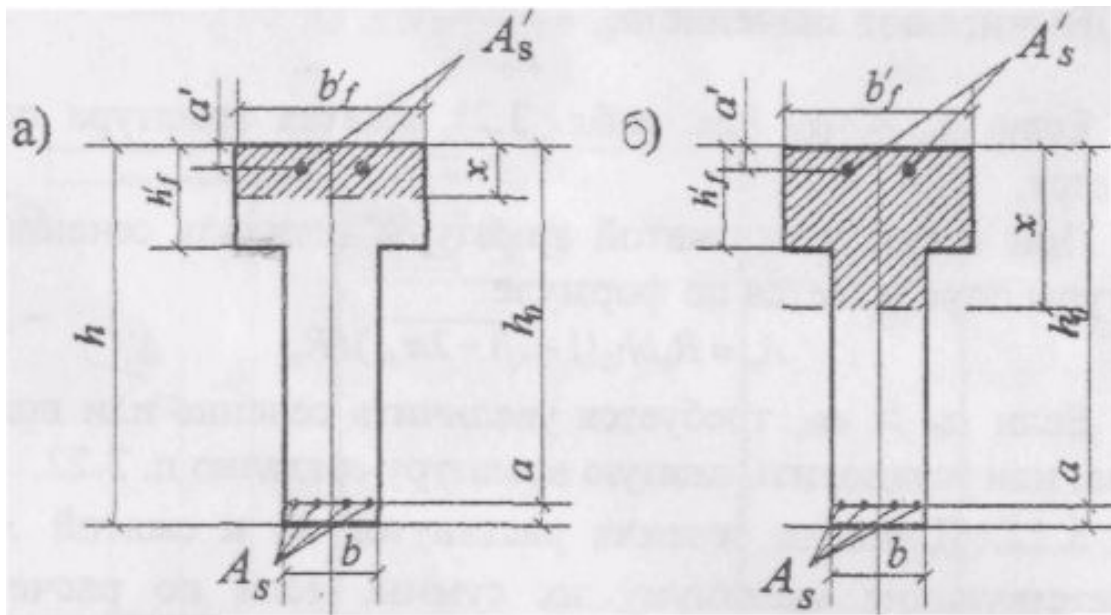
$$M \leq \gamma_{b1} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h_f);$$

$$M = 56,4 \cdot 10^6 < \gamma_{b1} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h_f) = 0,9 \cdot 8,5 \cdot 1440 \cdot 50 (285 - 0,5 \cdot 50) = 143208000 \text{ Н·мм.}$$

Так как $M < \gamma_{b1} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h_f)$, нейтральная ось проходит внутри полки и сечение должно рассчитываться как прямоугольное с размерами $b = b'_f = 1440$ мм и $h_0 = 285$ мм.

$$A_0 = M / (\gamma_{b1} R_b b'_f h_0^2) = 56,4 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 8,5 \cdot 1440 \cdot 285^2) = 0,063,$$

по прил. 4 находим $\eta = 0,967$.



Значение b'_f , вводимое в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более $1/6$ пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geq 0,1h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами) и $h'_f < 0,1h - 6h'_f$;

в) при консольных свесах полки:

при $h'_f \geq 0,1h$ $6h'_f$;

при $0,05h \leq h'_f < 0,1h$ $3h'_f$;

при $h'_f < 0,05h$ - свесы не учитывают.

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

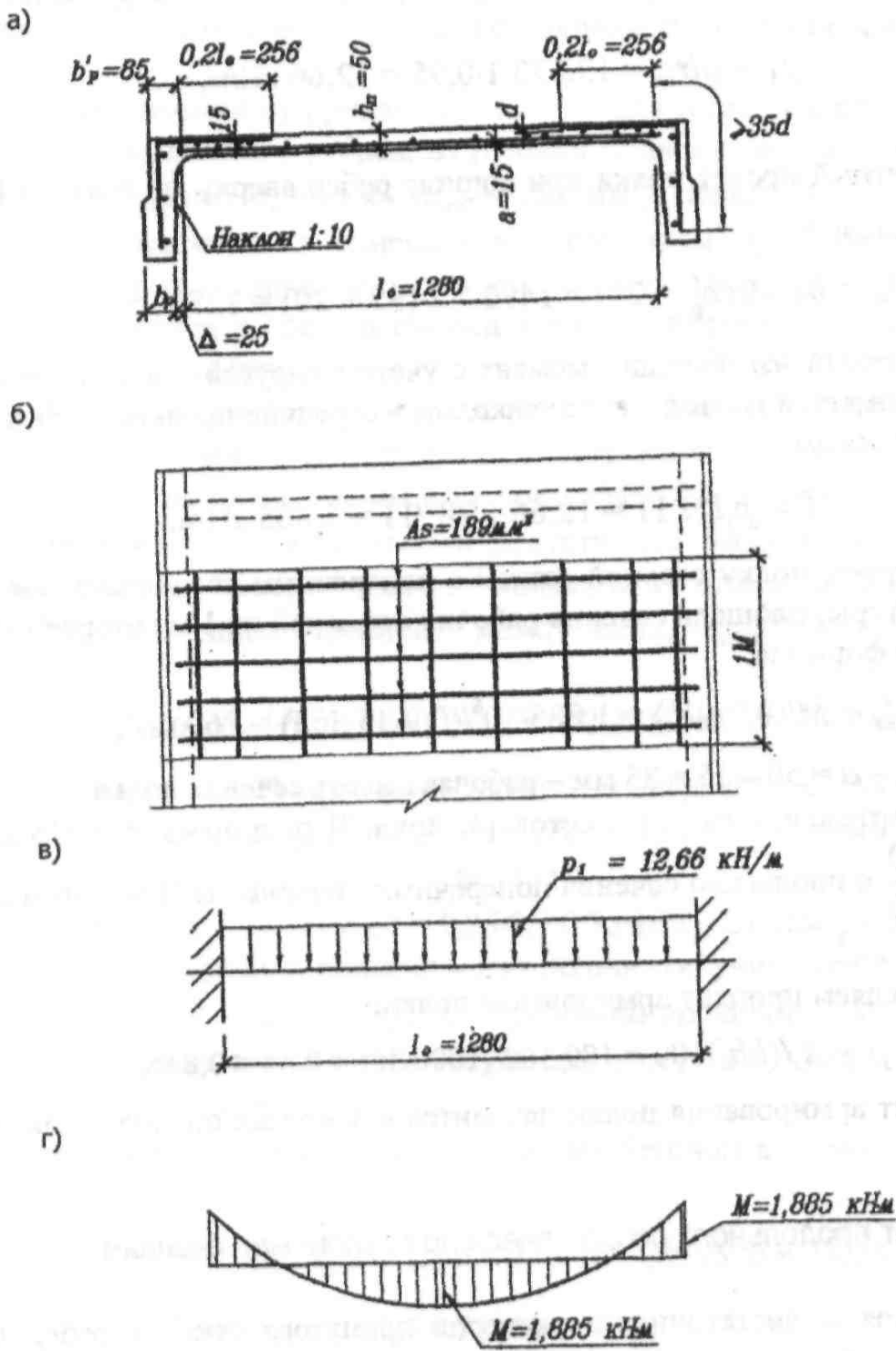


Рис. 14. К расчёту полки панели:
 а – схема армирования полки панели; б – план панели
 и расчётная полоса; в – расчётная схема; г – эпюра моментов

В нашем случае нагрузка на 1 м^2 панели, приведенная в табл. 1, численно равна погонной нагрузке для расчетной схемы, изображенной на рис. 14, в. С учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$ расчетная нагрузка на 1 м полки

$$p_1 = qb\gamma_n = 13,323 \cdot 1 \cdot 0,95 = 12,66 \text{ кН/м},$$

где $b = 1 \text{ м}$.

Расчетный пролет полки при ширине ребер вверху $b'_p = 85 \text{ мм}$ (см. рис. 11) составит:

$$l_0 = b_n - 2(b'_p + 20) = 1490 - 2 \cdot (85 + 20) = 1280 \text{ мм}.$$

Расчетный изгибающий момент с учетом упругой заделки полки в ребре принимается по модулю одинаковым в середине пролета и в заделке и условно равным

$$M = p_1 l_0^2 / 11 = 12,66 \cdot 1,28^2 / 11 = 1,885 \text{ кН·м}.$$

Армируем полку сварной сеткой с поперечным расположением рабочей арматуры, площадь сечения рабочих стержней на 1 м которой определяется по формуле:

$$A_s = M / (0,9 h_0 R_s) = 1,885 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 35 \cdot 355) = 169 \text{ мм}^2,$$

где $h_0 = h_n - a = 50 - 15 = 35 \text{ мм}$ – рабочая высота сечения полки.

По сортаменту сварных сеток [4, прил. 7] подбираем сетку марки $5B500-200$ с площадью сечения поперечных стержней на 1 м длины сетки $A_s = 189 \text{ мм}^2$.

Вычисляем процент армирования полки:

$$p = A_s / (bh_0) 100 = 189 \cdot 100 / (1000 \cdot 35) = 0,54 < 0,8 \%,$$

т. е. процент армирования полки находится в пределах оптимальных значений.

2.3.4 Расчет продольного ребра панели по наклонным сечениям

Проверяем достаточность размеров принятого сечения ребер для обеспечения прочности по бетонной полосе между наклонными сечениями из условия (6):

$Q = 46276 < 0,3\gamma_{b1}R_b b h_0 = 0,3 \cdot 0,9 \cdot 8,5 \cdot 160 \cdot 285 = 104652 \text{ Н}$ – условие (6) удовлетворяется.

Проверяем выполнение условия (7):

$Q = 46276 > 0,5\gamma_{b1}R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285 = 15390 \text{ Н}$ – так как это условие не выполняется, то на рассматриваемом участке образуются наклонные трещины и требуется постановка поперечной арматуры по расчёту.

В зависимости от принятого в п. 2.3.2 диаметра продольных стержней, устанавливаемых в рёбрах, из условий сварки назначаем диаметр поперечных стержней $d_w = 6 \text{ мм}$ ($a_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2$), пользуясь прил. 3. Число арматурных каркасов в панели $n = 2$, при этом $A_{sw} = na_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 57 \text{ мм}^2$ – площадь сечения поперечных стержней, расположенных в одной перпендикулярной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение (рис. 15).

Назначаем предварительно шаг поперечных стержней по всей длине пролёта $s = 125 \text{ мм}$, что отвечает конструктивным требованиям [2, п. 8.3.11], т. е. он менее 300 мм и не превышает $h_0/2 = 285/2 = 142,5 \text{ мм}$, а также не превышает наибольшего допустимого расстояния s_{\max} между двумя соседними поперечными стержнями, при котором исключается образование наклонной трещины между ними. s_{\max} определяется по формуле (8):

$$s_{\max} = \gamma_{b1}R_{bt}bh_0^2 / Q = 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285^2 / 46276 \approx 190 \text{ мм.}$$

По формуле (12) определяем усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента $q_{sw} = R_{sw}A_{sw}/s = 170 \cdot 57 / 125 = 77,52 \text{ Н/мм}$.

Проверяем соблюдение условия (13):

$q_{sw} = 77,52 > 0,25\gamma_{b1}R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 = 27 \text{ Н/мм}$ – условие выполняется и поперечные стержни могут полностью учитываются в расчёте.

По условию $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ (9) проверяем прочность двух наклонных сечений, расположенных вблизи опоры, для которых $c = 2h_0 = 2 \cdot 285 = 570 \text{ мм}$ и $c = 3h_0 = 3 \cdot 285 = 855 \text{ мм}$.

Поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном в первом наклонном сечении, определяется по формуле (10):

$$Q_b = \varphi_{b2}\gamma_{b1}R_{bt}bh_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285^2 / 570 = 23085 \text{ Н;}$$

$$2,5\gamma_{b1}R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285 = 76\,950 \text{ Н;}$$

$0,5\gamma_{b1}R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285 = 15390 \text{ Н}$. Величина Q_b соответствует требованиям [2, п. 6.2.34].

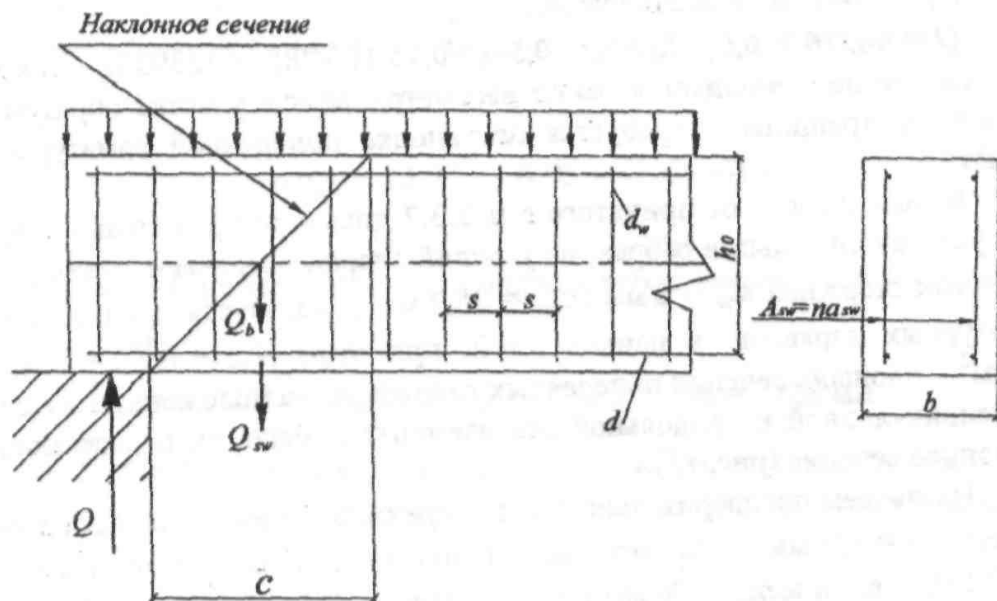


Рис. 15. Схема усилий при расчёте ребра панели по наклонному сечению на действие поперечных сил

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями, определяется по формуле (11):

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 77,52 \cdot 2 \cdot 285 = 33140 \text{ Н},$$

где $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 285 = 570$ мм – наибольшая длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не более $2h_0$ [5, пп. 3.31, 3.32].

$46276 < 23085 + 33140 = 56225$ Н, т. е. для наклонного сечения с $c = 2h_0$ условие (9) удовлетворяется.

Дополнительно произведём проверку прочности наклонного сечения с $c = 3h_0 = 3 \cdot 285 = 855$ мм:

$$Q_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285^2 / 855 = 15390 \text{ Н};$$

$46276 < 15390 + 33140 = 48530$ Н, т. е. для наклонного сечения с $c = 3h_0$ условие (9) также удовлетворяется.

Таким образом, прочность всех проверенных сечений достаточна.

Окончательно назначаем шаг поперечных стержней по длине пролёта $s = 125$ мм. Назначаем диаметр продольного монтажного стержня каркаса ребра $\varnothing 10A240$ ($d_m = d_w + 4$, мм и $d_m \geq 10$ мм).

2.3.5 Проверка прочности панели на нагрузки, действующие во время транспортирования и монтажа

Для подъема и монтажа панель имеет четыре подъемные петли, расположенные на расстоянии $l_1 = 500$ мм от торцов панели (рис. 16, а). На таком же расстоянии от торцов укладываются прокладки (опоры) при перевозке панелей. С учетом коэффициента динамичности при транспортировании $k_d = 1,6$ [2, п. 4.2.5] расчетная нагрузка на 1 м от массы панели

$$q = k_d h_{red} b_{п} \rho_{10} = 1,6 \cdot 0,075 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot 10 = 4,5 \text{ кН/м.}$$

Расчетная схема панели показана на рисунке 16, в. Отрицательный изгибающий момент, действующий в сечении над опорой,

$$M = q l_1^2 / 2 = 4,5 \cdot 0,5^2 / 2 = 0,563 \text{ кН·м.}$$

Этот момент должен восприниматься с помощью продольной монтажной арматуры ребер. Определяем требуемую площадь этой арматуры:

$$A_s = M / (0,9 h'_0 R_s) = 0,563 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 295 \cdot 215) \cong 10 \text{ мм}^2,$$

что значительно меньше площади принятой конструктивно арматуры в виде $2\text{Ø}10\text{A}240$ ($A_s = 157 \text{ мм}^2$). Здесь $h'_0 = h - a' = 320 - 25 = 295$ мм.

2.3.6 Определение диаметра подъемных петель

Собственный вес панели с учетом коэффициента динамичности при подъеме $k_d = 1,4$ [2, п. 4.2.5] составляет

$$G = k_d h_{red} b_{п} l_{п} \rho_{10} = 1,4 \cdot 0,075 \cdot 1,5 \cdot 5 \cdot 2,5 \cdot 10 = 19,7 \text{ кН.}$$

Учитывая возможный перекося панели, эту нагрузку распределяем не на четыре, а на три петли. Тогда требуемая площадь сечения одной петли определяется по формуле:

$$A_s = G / (3 R_s) = 19,7 \cdot 10^3 / (3 \cdot 215) = 30,5 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту арматуры (прил. 2) принимаем диаметр подъемной петли $\text{Ø}8\text{A}240$ ($A_s = 50,3 \text{ мм}^2$).

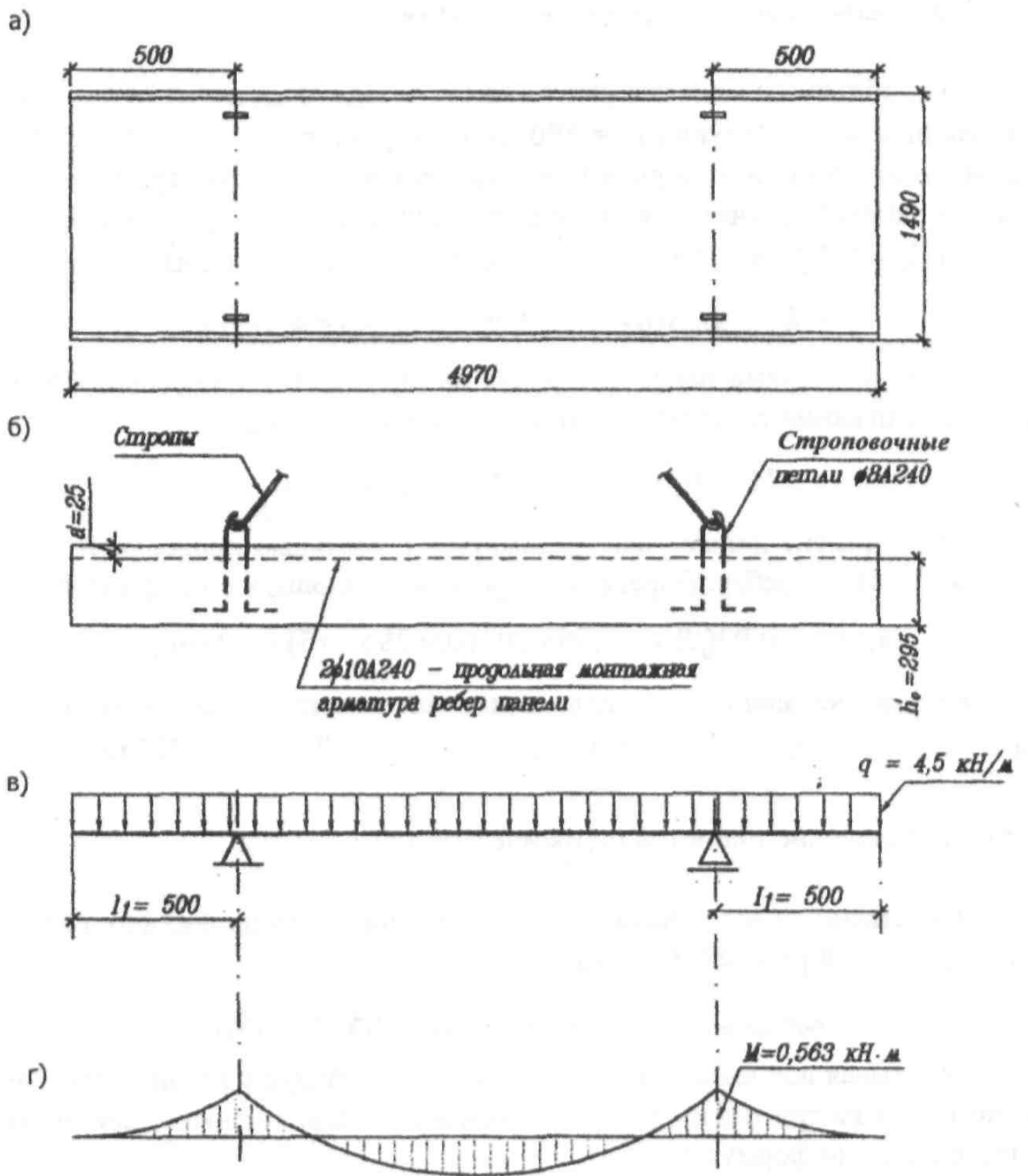


Рис. 16. К расчёту прочности сборной панели перекрытия на нагрузки, возникающие во время транспортирования и монтажа:
 а – план панели; б – схема строповки; в – расчётная схема;
 г – эпюра моментов

2.4 Расчет неразрезного ригеля

2.4.1 Исходные данные

Требуется рассчитать неразрезной трехпролетный ригель прямоугольного поперечного сечения, свободно опертый на наружные продольные стены и состоящий из отдельных сборных элементов, объединяемых в неразрезную систему при монтаже. Размеры пролетов и шаг ригелей, а также привязка стен к разбивочным осям и глубина заделки концов ригеля в стены показаны на рис. 17.

Расчетная нагрузка от массы пола и панелей считается равномерно распределенной и равной $g' = g = 2,97 \approx 3 \text{ кН/м}^2$ (см. табл. 1).

Ширину ригеля назначаем $b = 250 \text{ мм}$ из условия нормального опирания на него панелей перекрытия. Высоту сечения ригеля выбираем в пределах $1/10 \dots 1/15$ его номинального пролета с округлением до размера, кратного 50 мм , т. е. принимаем размеры сечения $b \times h = 250 \times 600 \text{ мм}$.

Изготовление ригеля предусматривается из бетона класса В25 ($R_b = 14,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$, $\gamma_{b1} = 0,9$); продольная арматура из стали класса А400 ($R_s = 355 \text{ МПа}$); поперечная арматура из стали класса А240 ($R_{sw} = 170 \text{ МПа}$).

2.4.2 Сбор нагрузок на 1 м ригеля

Определяем расчетную нагрузку на 1 м ригеля, учитывая при этом, что ширина грузовой полосы равна шагу сетки колонн поперек ригеля, т. е. $l_n = 5 \text{ м}$ (рис. 17, б).

Постоянная:

от массы пола и панелей с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$

$$g_1 = g' l_n \gamma_n = 3 \cdot 5 \cdot 0,95 = 14,25 \text{ кН/м};$$

от массы ригеля с учетом коэффициентов γ_f и γ_n

$$g_2 = b h \rho \gamma_f \gamma_n 10 = 0,6 \cdot 0,25 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 10 = 3,92 \text{ кН/м}.$$

Итого: $g = g_1 + g_2 = 18,17 \text{ кН/м}$.

Временная с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$:

длительная $v_1 = p_{дл}^H l_n \gamma_f \gamma_n = 7 \cdot 5 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 39,9 \text{ кН/м};$

кратковременная $v_2 = p_{кр}^H l_n \gamma_f \gamma_n = 1,5 \cdot 5 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 9,26 \text{ кН/м}.$

Итого: $v = v_1 + v_2 = 49,16 \text{ кН/м}$.

Полная нагрузка $q = g + v = 67,33 \text{ кН/м}$.

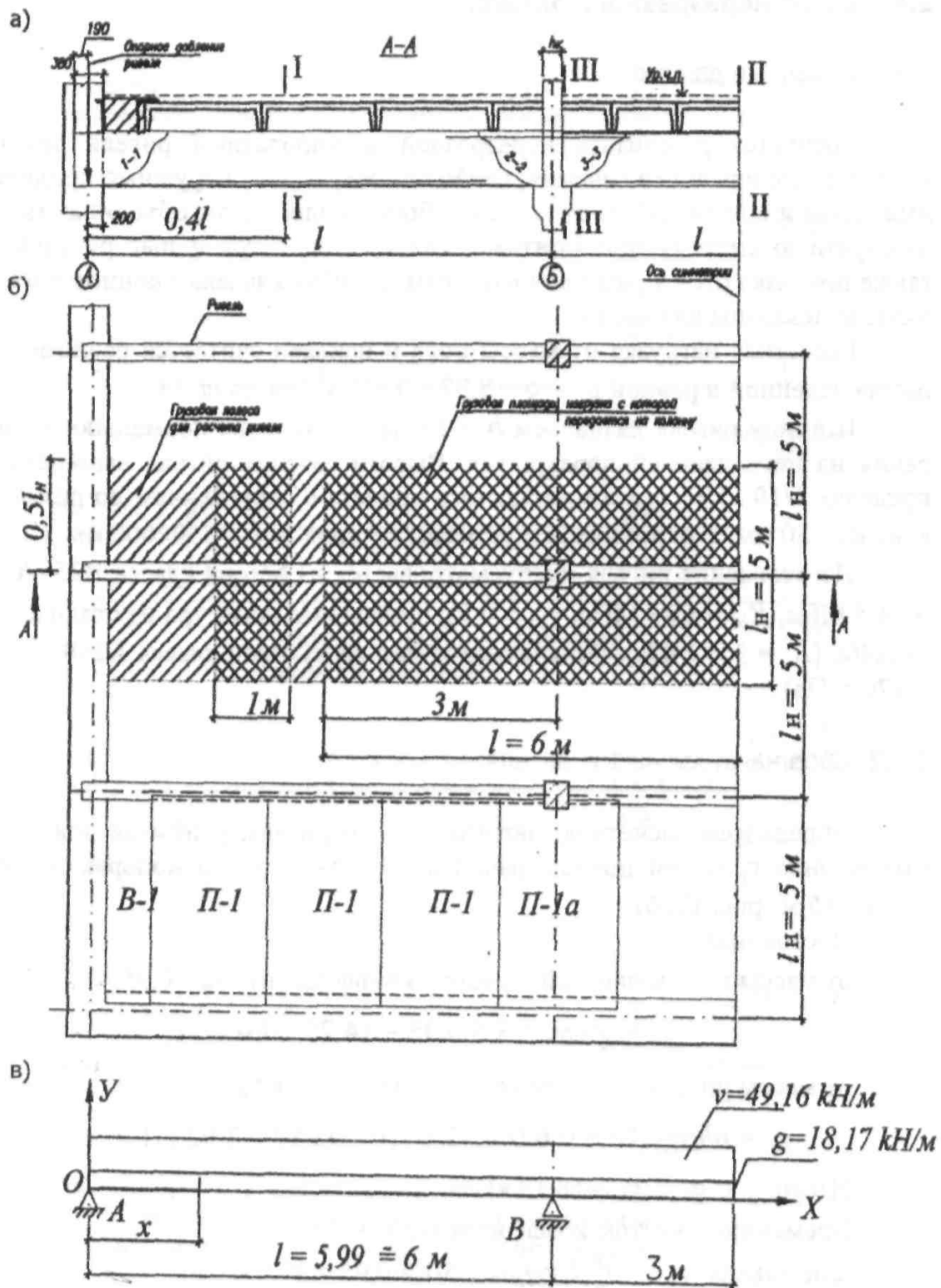


Рис. 17. К расчёту ригеля:
 а – расчётные сечения; б – грузовая полоса; в – расчётная схема

Расчетная схема ригеля принята в виде неразрезной трехпролетной балки и представлена на рис. 17, в.

Статический расчет ригеля производим в предположении его упругой работы с учетом невыгодного расположения временной нагрузки по длине ригеля.

Усилия в расчетных сечениях ригеля определяются по формулам:

$$M = (\alpha g + \beta v)l^2; \quad Q = (\gamma g + \delta v)l,$$

где $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ – табличные коэффициенты, определяемые по прил. 1.

Первый пролет

$$x/l = 0$$

$$M_{\max} = (0 \cdot 18,17 + 0 \cdot 49,16)6^2 = 0;$$

$$M_{\min} = (0 \cdot 18,17 - 0 \cdot 49,16)6^2 = 0;$$

$$Q_{\max} = (0,4 \cdot 18,17 + 0,45 \cdot 49,16)6 = 176,34 \text{ кН};$$

$$Q_{\min} = (0,4 \cdot 18,17 - 0,05 \cdot 49,16)6 = 28,86 \text{ кН};$$

$$x/l = 0,2$$

$$M_{\max} = (0,06 \cdot 18,17 + 0,07 \cdot 49,16)6^2 = 163,13 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\min} = (0,06 \cdot 18,17 - 0,01 \cdot 49,16)6^2 = 21,55 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max} = (0,2 \cdot 18,17 + 0,2752 \cdot 49,16)6 = 101,44 \text{ кН};$$

$$Q_{\min} = (0,2 \cdot 18,17 - 0,0752 \cdot 49,16)6 = -0,372 \text{ кН};$$

$$x/l = 0,4$$

$$M_{\max} = (0,08 \cdot 18,17 + 0,1 \cdot 49,16) \cdot 6^2 = 229,30 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\min} = (0,08 \cdot 18,17 - 0,02 \cdot 49,16)6^2 = 16,93 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max} = (0 \cdot 18,17 + 0,1496 \cdot 49,16)6 = 44,12 \text{ кН};$$

$$Q_{\min} = (0 \cdot 18,17 - 0,1496 \cdot 49,16)6 = -44,12 \text{ кН};$$

$$x/l = 0,6$$

$$M_{\max} = (0,06 \cdot 18,17 + 0,09 \cdot 49,16)6^2 = 198,52 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\min} = (0,06 \cdot 18,17 - 0,03 \cdot 49,16)6^2 = -13,84 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max} = (-0,2 \cdot 18,17 + 0,0694 \cdot 49,16)6 = -1,33 \text{ кН};$$

$$Q_{\min} = (-0,2 \cdot 18,17 - 0,2694 \cdot 49,16)6 = -101,26 \text{ кН};$$

$$x/l = 0,8$$

$$M_{\max} = (0 \cdot 18,17 + 0,0402 \cdot 49,16)6^2 = 71,14 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\min} = (0 \cdot 18,17 - 0,0402 \cdot 49,16)6^2 = -71,14 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max} = (-0,4 \cdot 18,17 + 0,028 \cdot 49,16)6 = -35,35 \text{ кН};$$

$$Q_{\min} = (-0,4 \cdot 18,17 - 0,428 \cdot 49,16)6 = -169,85 \text{ кН};$$

$$x/l = 1$$

$$M_{\max} = (-0,1 \cdot 18,17 + 0,0167 \cdot 49,16)6^2 = -35,85 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\min} = (-0,1 \cdot 18,17 - 0,1167 \cdot 49,16)6^2 = -271,94 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max} = (-0,6 \cdot 18,17 + 0,0167 \cdot 49,16)6 = -60,49 \text{ кН};$$

$$Q_{\min} = (-0,6 \cdot 18,17 - 0,6167 \cdot 49,16)6 = -247,31 \text{ кН}.$$

Второй пролет

$$x/l = 1$$

$$Q_{\max} = (0,5 \cdot 18,17 + 0,5833 \cdot 49,16)6 = 226,56 \text{ кН};$$

$$Q_{\min} = (0,5 \cdot 18,17 - 0,0833 \cdot 49,16)6 = 29,94 \text{ кН};$$

$$x/l = 1,1$$

$$M_{\max} = (-0,055 \cdot 18,17 + 0,0151 \cdot 49,16)6^2 = -9,25 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\min} = (-0,055 \cdot 18,17 - 0,0701 \cdot 49,16)6^2 = -160,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max} = (0,4 \cdot 18,17 + 0,487 \cdot 49,16)6 = 187,25 \text{ кН};$$

$$Q_{\min} = (0,4 \cdot 18,17 - 0,087 \cdot 49,16)6 = 17,94 \text{ кН};$$

$$x/l = 1,3$$

$$M_{\max} = (0,005 \cdot 18,17 + 0,055 \cdot 49,16)6^2 = 100,61 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\min} = (0,005 \cdot 18,17 - 0,05 \cdot 49,16)6^2 = -85,22 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max} = (0,2 \cdot 18,17 + 0,321 \cdot 49,16)6 = 116,48 \text{ кН};$$

$$Q_{\min} = (0,2 \cdot 18,17 - 0,121 \cdot 49,16)6 = -13,88 \text{ кН};$$

$$x/l = 1,5$$

$$M_{\max} = (0,025 \cdot 18,17 + 0,075 \cdot 49,16)6^2 = 149,08 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\min} = (0,025 \cdot 18,17 - 0,05 \cdot 49,16)6^2 = -72,14 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max} = (0 \cdot 18,17 + 0,1979 \cdot 49,16)6 = 58,37 \text{ кН};$$

$$Q_{\min} = (0 \cdot 18,17 - 0,1979 \cdot 49,16)6 = -58,37 \text{ кН}.$$

По найденным усилиям строятся огибающие эпюры M и Q (рис. 18).

2.4.4 Расчет прочности нормальных сечений

Уточняем высоту сечения ригеля по наибольшему по модулю изгибающему моменту на опоре B :

$$M_B = 271,94 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Определяем изгибающий момент, действующий по грани колонны:

$$M_{Bгр} = M_B - Q_B^n h_k / 2 = 271,94 - 226,56 \cdot 0,3 / 2 = 237,96 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где Q_B^n – поперечная сила на опоре B справа;

h_k – высота сечения колонны в направлении пролета ригеля, которой задаемся.

**Изгибающие моменты, поперечные силы и опорные реакции
в равнопролётных неразрезных балках, нагруженных равномерно
распределённой постоянной g и временной V нагрузкой**

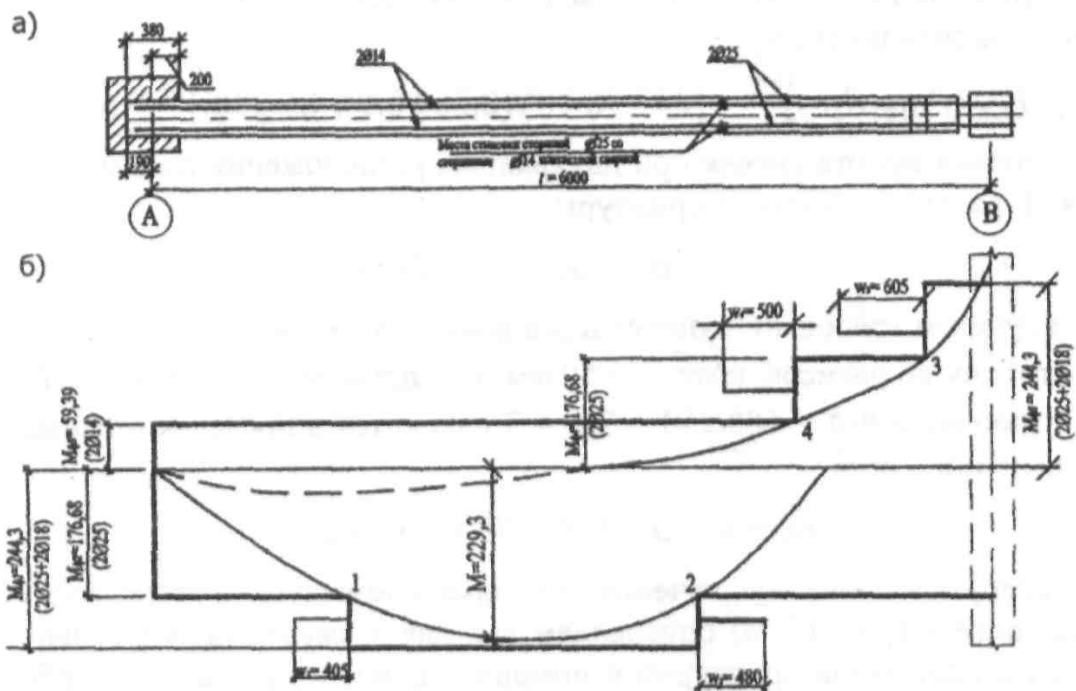
Два пролёта

x/l	Изгибающие моменты			x/l	Поперечные силы		
	Влияние g	Влияние V			Влияние g	Влияние V	
		макс (+)	мин (-)			макс (+)	мин (-)

Три пролёта

Первый пролёт				Первый пролёт			
0,1	+0,035	0,040	0,005	0	+0,4	0,4500	0,0500
0,2	+0,060	0,070	0,010	0,1	+0,3	0,3560	0,0563
0,3	+0,075	0,090	0,015	0,2	+0,2	0,2752	0,0752
0,4	+0,080	0,100	0,020	0,3	+0,1	0,2065	0,1065
0,5	+0,075	0,100	0,025	0,4	0	0,1496	0,1496
0,6	+0,060	0,090	0,030	0,5	-0,1	0,1042	0,2042
0,7	+0,035	0,070	0,035	0,6	-0,2	0,0694	0,2694
0,8	0	0,0402	0,0402	0,7	-0,3	0,0443	0,3443
0,85	-0,0212	0,0277	0,0490	0,8	-0,4	0,0280	0,4280
0,9	-0,0450	0,0204	0,0654	0,9	-0,5	0,0193	0,5193
0,95	-0,0712	0,0171	0,0883	1,0	-0,6	0,0167	0,6167
1,00	-0,1000	0,0167	0,1167				

x/l	Изгибающие моменты			x/l	Поперечные силы		
	Влияние g	Влияние V			Влияние g	Влияние V	
		макс (+)	мин (-)			макс (+)	мин (-)
Второй пролёт				Второй пролёт			
1,05	-0,0762	0,0141	0,0903	1	+0,5	0,5833	0,0833
1,1	-0,0550	0,0151	0,0701	1,1	+0,4	0,4870	0,0870
1,15	-0,0362	0,0205	0,0568	1,2	+0,3	0,3991	0,0991
1,2	-0,0200	0,030	0,050	1,3	+0,2	0,3210	0,1210
1,3	+0,005	0,055	0,050	1,4	+0,1	0,2537	0,1537
1,4	+0,020	0,070	0,050	1,5	0,0	0,1979	0,1979
1,5	+0,025	0,075	0,050	Множитель	gl	Vl	Vl
Множитель	gl^2	Vl^2	Vl^2	Опорные реакции: $A_{\text{макс}} = 0,40gl + 0,45Vl$ $B_{\text{макс}} = 1,1 + 1,2Vl$			



Масштабы размеров 1:20; изгибающих моментов – 1 см соответствует 40 кН·м; поперечных сил – 1 см соответствует 40 кН

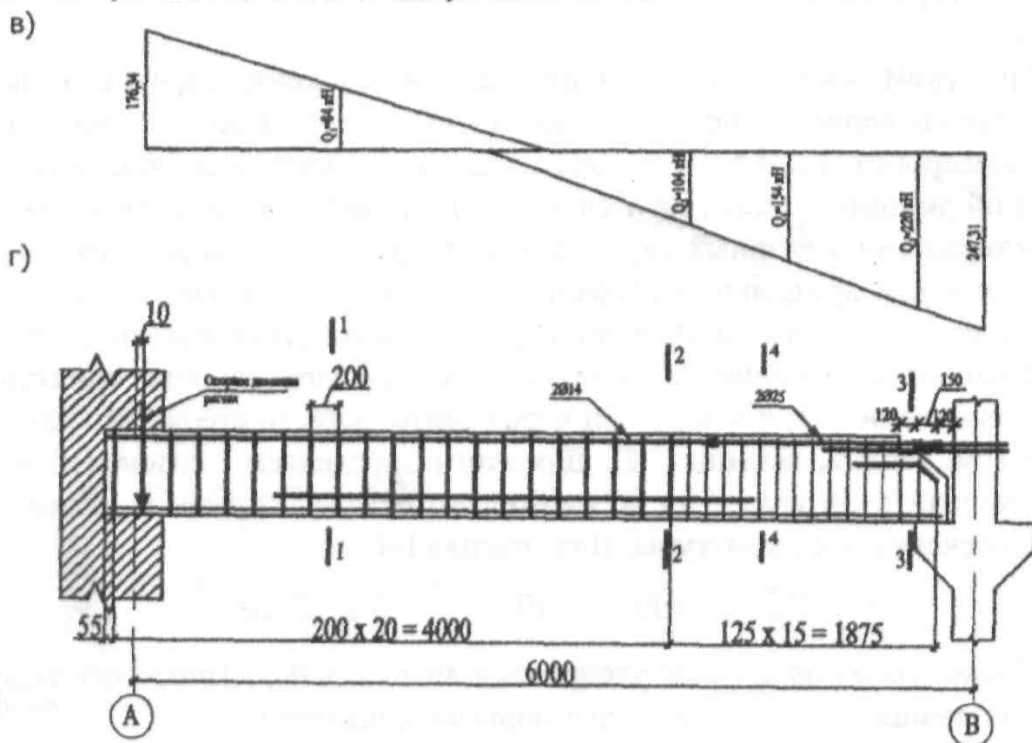


Рис. 18. К построению эпюры материалов:
 а – план ригеля (показана арматура верхнего ряда); б – эпюра изгибающих моментов (кН·м) и определение мест обрыва стержней продольной арматуры; в – эпюра поперечных сил (кН); г – фасад ригеля

При ширине ригеля $b = 250$ мм, $\xi = 0,35$ и $A_0 = 0,289$ определяем его рабочую высоту по формуле

$$h_0 = [M_{BTP} / (A_0 \gamma_{b1} R_b b)]^{1/2} = [237,96 \cdot 10^6 / (0,289 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 250)]^{1/2} = 502 \text{ мм.}$$

Полная высота ригеля при двухрядном расположении по высоте сечения стержней продольной арматуры

$$h = h_0 + a = 502 + 70 = 572 \text{ мм.}$$

С учетом требований унификации высоту сечения округляем в большую сторону до размера, кратного 50 мм, т. е. принимаем $h = 600$ мм. При этом отношение $h/b = 600/250 = 2,4 < 3$ находится в пределах оптимальных значений. Тогда

$$h_0 = h - a = 600 - 70 = 530 \text{ мм.}$$

Требуемую площадь сечения продольной арматуры в расчетных сечениях ригеля (рис. 17, а) определяем как для элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой с помощью прил. 4. Результаты подбора арматуры сведены в табл. 2, из которой видно, что для всех сечений $A_0 < A_R = 0,390$ [5, табл. 3.2], т. е. для всех сечений достаточно одиночной арматуры.

Армируем каждый элемент ригеля двумя плоскими сварными каркасами с расположением рабочих стержней в два ряда по высоте сечения. На схемах армирования для всех расчетных сечений с учетом соблюдения необходимой толщины защитного слоя бетона и минимальных расстояний между стержнями в сварных каркасах (прил. 3) определены расстояния от центров тяжести продольных стержней до верхней и нижней растянутых граней сечения, которые затем используются для конструирования ригеля.

Находим положение центров тяжести для всей рабочей арматуры относительно оси 1-1, проходящей через центр тяжести стержней крайнего ряда (см. табл. 2, сечение I-I). Для этого определяем статический момент площади этой арматуры относительно оси 1-1, который делим на площадь сечения всей арматуры. Для сечения I-I

$$y = S_s / A_s = 509 \cdot 50 / 1491 = 17,06 \cong 17 \text{ мм.}$$

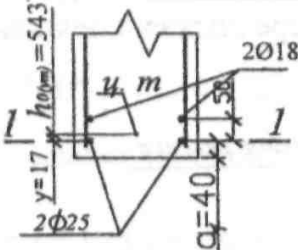
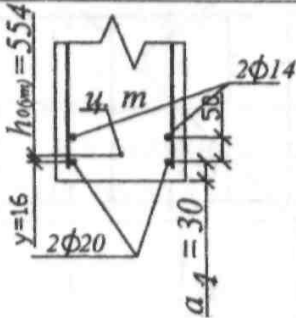
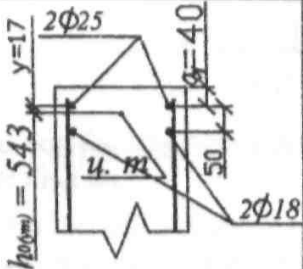
После этого определяем уточненное значение h_0 , которое используется в дальнейшем при построении эпюры материалов:

$$h_0 = h - (y + a_1) = 600 - (17 + 40) = 543 \text{ мм.}$$

Аналогичным образом получаем:

для сечения II-II $y = 308 \cdot 50 / 936 = 16$ мм; $h_0 = 600 - (30 + 16) = 554$ мм;

для сечения III-III $y = 509 \cdot 50 / 1491 = 17$ мм; $h_0 = 600 - (17 + 40) = 543$ мм.

Сечение	h_0 , мм	M , кН·м	A_0	η	A_{s2} , мм ²	Принята арматура	
						Схема армирования	Фактическая площадь, мм ²
I-I	530	229,3	0,250	0,853	1428		509 + 982 = = 1491
II-II	530	149,08	0,162	0,910	870		308 + 628 = = 936
III-III (опора B)	530	237,96	0,260	0,847	1494		509 + 982 = = 1491

2.4.5 Расчет прочности наклонных сечений

Расчетные наклонные сечения ригеля показаны на рисунке 17, а.

Проверяем сначала достаточность размеров принятого сечения ригеля для обеспечения прочности по бетонной полосе между наклонными сечениями из условия (6):

$$Q \leq \varphi_{b1} \gamma_{b1} R_b b h_0,$$

где Q – наибольшая поперечная сила, взятая из статического расчёта ригеля.

$247310 < 0,3 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 560 = 548100$ Н, т. е. условие (6) удовлетворяется.

Ограничимся проверкой прочности по условию $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ (9) наклонных сечений ригеля, расположенных в первом пролёте у опор A и B . Схема усилий при расчёте ригеля по наклонному сечению у опоры A на действие поперечных сил показана на рис. 19.

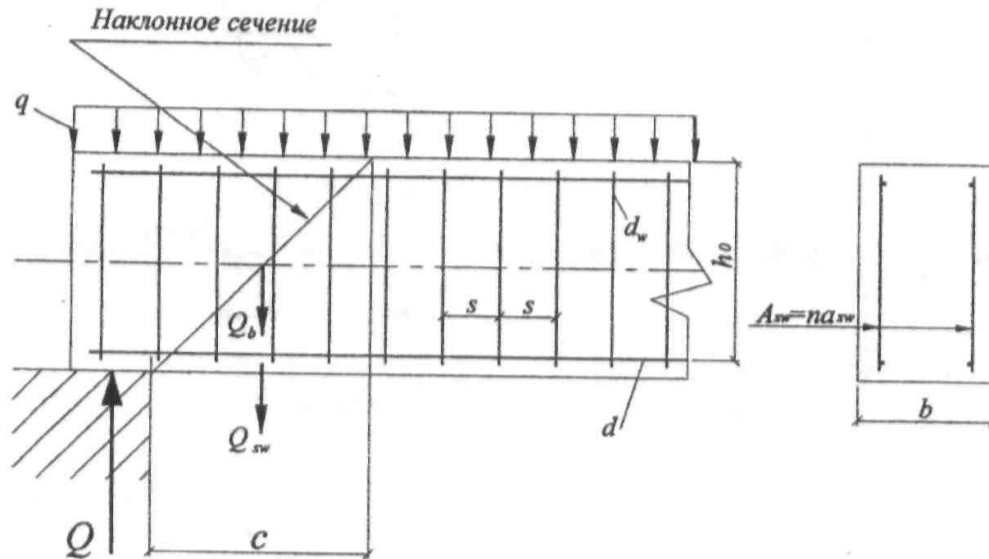


Рис. 19. Схема усилий при расчёте ригеля по наклонному сечению на действие поперечных сил

Опора А. Поперечная сила, действующая у опоры A , взятая из статического расчёта ригеля, равна 176,34 кН.

Проверяем выполнение условия $Q \leq 0,5 \gamma_{b1} R_{bt} b h_0$ (7):

$176340 > 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 560 = 66150$ Н – условие (7) не выполняется, следовательно, на рассматриваемом участке наклонные трещины образуются и требуется постановка поперечной арматуры по расчёту.

В зависимости от принятого ранее наибольшего диаметра продольных стержней, устанавливаемых в ригеле, пользуясь прил. 3, из условий сварки назначаем в первом пролёте ригеля диаметр поперечных стержней $d_w = 10$ мм ($a_{sw} = 78,5$ мм²). Число арматурных каркасов в ригеле $n = 2$, при этом $A_{sw} = n a_{sw} = 2 \cdot 78,5 = 157$ мм² – площадь сечения поперечных стержней, расположенных в одной перпендикулярной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение.

Назначаем предварительно шаг поперечных стержней на приопорном участке у опоры A $s = 200$ мм, что отвечает конструктивным требованиям [2, п. 8.3.11], т. е. он менее 300 мм и не превышает $h_0/2 = 280$ мм, а также не превышает наибольшего допустимого расстояния s_{\max} между двумя соседними поперечными стержнями, при котором исключается возможность образования наклонной трещины между ними:

$$s_{\max} = \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2 / Q = 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 560^2 / 176340 = 420 \text{ мм.}$$

Определяем усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента:

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 170 \cdot 157 / 200 = 133,45 \text{ Н/мм.}$$

Проверяем соблюдение условия (13) $q_{sw} \geq 0,25 \gamma_{b1} R_{bt} b$;

$133,45 > 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 = 59,06$ Н/мм – условие (13) выполняется и поперечные стержни могут полностью учитываться в расчёте.

По условию (9) проверяем прочность двух наклонных сечений, расположенных вблизи опоры, для которых $c = 2,3h_0 = 2,3 \cdot 560 = 1288$ мм и $c = 3h_0 = 3 \cdot 560 = 1680$ мм.

Проверяем прочность наклонного сечения с $c = 1288$ мм.

Поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном в этом наклонном сечении, определяется по формуле (10):

$$Q_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 560^2 / 1288 = 86283 \text{ Н;}$$

$$2,5 \gamma_{b1} R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 560 = 330750 \text{ Н;}$$

$0,5 \gamma_{b1} R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 160 \cdot 285 = 66150$ Н. Величина Q_b соответствует требованиям [2, п. 6.2.34].

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями, определяется по формуле (11):

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 133,45 \cdot 2 \cdot 560 = 112098 \text{ Н,}$$

где $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 560 = 1120$ мм – наибольшая длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не более $2h_0$ [5, п. 3.31, 3.32].

$176340 < 86283 + 112098 = 198381$ Н, т. е. условие (9) удовлетворяется.

Дополнительно произведём проверку прочности наклонного сечения с $c = 3h_0 = 3 \cdot 560 = 1680$ мм:

$$Q_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 560^2 / 1680 = 66150 \text{ Н.}$$

Проверяем выполнение условия (9):

$$176340 < 66150 + 112098 = 178248 \text{ Н.}$$

Считаем, что прочность любого наклонного сечения у опоры *A* обеспечена.

Опора B. Поперечная сила, действующая у опоры *B* слева, взятая из статического расчёта ригеля, равна 247,31 кН.

Назначаем предварительно шаг поперечных стержней на приопорном участке у опоры *B* $s = 125$ мм, что отвечает конструктивным требованиям [2, п. 8.3.11], т. е. он менее 300 мм и не превышает $h_0/2 = 280$ мм, а также не превышает наибольшего допустимого расстояния между двумя соседними поперечными стержнями $s_{\max} = 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 560^2 / 247310 = 300$ мм.

Определяем усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента:

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 170 \cdot 157 / 125 = 213,52 \text{ Н/мм.}$$

Проверяем соблюдение условия (13): $q_{sw} \geq 0,25 \gamma_{b1} R_{bt} b$;

$213,52 > 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 = 59,06$ Н/мм – условие выполняется и поперечные стержни могут полностью учитываться в расчёте.

По условию (9) проверяем прочность двух наклонных сечений, расположенных вблизи опоры, для которых $c = 2,3h_0 = 2,3 \cdot 560 = 1288$ мм и $c = 3h_0 = 3 \cdot 560 = 1680$ мм.

Проверяем прочность наклонного сечения с $c = 1288$ мм.

Поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном в этом наклонном сечении, определяется по формуле (10):

$$Q_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 560^2 / 1288 = 86283 \text{ Н;}$$

$$2,5 \gamma_{b1} R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 560 = 330750 \text{ Н;}$$

$0,5 \gamma_{b1} R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 560 = 66150$ Н. Величина Q_b соответствует требованиям [2, п. 6.2.34].

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями, определяется по формуле (11):

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 213,52 \cdot 2 \cdot 560 = 179357 \text{ Н,}$$

где $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 560 = 1120$ мм – наибольшая длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не более $2h_0$ [5, п. 3.31, 3.32].

$247310 < 86283 + 179357 = 265640$ Н, т. е. условие (9) удовлетворяется.

Дополнительно произведём проверку прочности наклонного сечения с $c = 3h_0 = 3 \cdot 560 = 1680$ мм:

$$Q_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 560^2 / 1680 = 66150 \text{ Н};$$

$247310 \approx 66150 + 179357 = 245507 \text{ Н}$, т. е. считаем, что условие (9) удовлетворяется, так как расхождение между несущей способностью сечения и поперечной силой находится в пределах 1 %.

Назначаем окончательно шаг поперечных стержней на приопорном участке у опоры A и в середине пролётов $s = 200 \text{ мм}$, а на приопорном участке у опоры B слева $s = 125 \text{ мм}$.

2.4.6 Построение эпюры материалов

Эту работу выполняем только для первого пролета и опоры B слева в следующей последовательности.

1. Определяем изгибающие моменты, которые могут восприниматься в расчетных нормальных сечениях ригеля при фактически принятой арматуре. При этом используем данные, приведенные в табл. 2.

Первый пролет (сечение I-I).

Арматура $2\varnothing 25 + 2\varnothing 18 \text{ A400}$ ($A_s = 1491 \text{ мм}^2$); $h_{0(\text{уточненное})} = 543 \text{ мм}$.

Вычисляем:

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 1491 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 543) = 0,299;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,299 = 0,850;$$

$$M_{\phi 1} = \eta h_0 R_s A_s = 0,850 \cdot 543 \cdot 355 \cdot 1491 = 244300723 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 244,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Арматура $2\varnothing 25 \text{ A400}$ ($A_s = 982 \text{ мм}^2$); $h_{0(\text{уточненное})} = 560 \text{ мм}$.

Вычисляем:

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 982 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 560) = 0,191;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,191 = 0,905;$$

$$M_{\phi 2} = \eta h_0 R_s A_s = 0,905 \cdot 560 \cdot 355 \cdot 982 = 176676 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 176,68 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Опора B .

Арматура $2\varnothing 25 + 2\varnothing 18 \text{ A400}$ ($A_s = 1491 \text{ мм}^2$); $h_{0(\text{уточненное})} = 543 \text{ мм}$.

Вычисляем:

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 1491 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 543) = 0,299;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,299 = 0,850;$$

$$M_{\phi 3} = \eta h_0 R_s A_s = 0,850 \cdot 543 \cdot 355 \cdot 1491 = 244300723 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 244,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Арматура 2Ø25A400 ($A_s = 982 \text{ мм}^2$); $h_{0(\text{уточненное})} = 560 \text{ мм}$.

Вычисляем:

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 982 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 560) = 0,191;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,191 = 0,905;$$

$$M_{\Phi 4} = \eta h_0 R_s A_s = 0,905 \cdot 560 \cdot 355 \cdot 982 = 176675548 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 176,68 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Заменим на части первого пролета оставшиеся 2Ø25A400 на 2Ø14 A400 ($A_s = 308 \text{ мм}^2$); $h_0 = 560 \text{ мм}$.

$$\xi = R_s A_s / (\gamma_{b1} R_b b h_0) = 355 \cdot 308 / (0,9 \cdot 14,5 \cdot 250 \cdot 560) = 0,060;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,060 = 0,970;$$

$$M_{\Phi 5} = \eta h_0 R_s A_s = 0,970 \cdot 560 \cdot 355 \cdot 308 = 59393488 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 59,39 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2. Места расположения точек теоретического обрыва рабочих стержней определяем графически путем совмещения ступенчатой эпюры материалов с огибающей эпюрой моментов от внешней нагрузки (рис. 18). Точки теоретического обрыва рабочих стержней совпадают с точками пересечения огибающей эпюры моментов с горизонтальными линиями эпюры материалов.

3. Определяем длину заделки (анкеровки) обрываемых стержней, т. е. расстояние от точки теоретического обрыва стержня до точки фактического обрыва при $Q/(2q_{sw}) \leq h_0$ [5, п. 3.47] по формуле (24) $\frac{Q}{2q_{sw}} > h_0$

$$w = Q/(2q_{sw}) + 5d, \quad w = 2h_0(1 - q_{sw} \frac{h_0}{Q}) + 5d$$

где Q – поперечная сила в точке теоретического обрыва стержня, соответствующая тому сочетанию нагрузок, при котором получено наибольшее по величине значение M ;

$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s$ – усилие на единицу длины, воспринимаемое поперечными стержнями на участке заделки; здесь s – шаг поперечных стержней у точки теоретического обрыва;

d – диаметр обрываемого стержня.

В первом пролете обрываем два стержня Ø18 верхнего ряда; первая плоскость теоретического обрыва пересекает поперечное сечение ригеля 1–1, проходящее через точку теоретического обрыва 1; $Q_1 = 84000 \text{ Н}$ (принято по масштабу по эпюре Q под точкой теоретического обрыва 1);

$$q_{sw} = 170 \cdot 157 / 200 = 133,45 \text{ Н/мм};$$

$$\text{длина анкеровки при } Q_1 / (2q_{sw}) = 84000 / (2 \cdot 133,45) = 314,7 < h_0 = 530 \text{ мм}$$

$$w_1 = 84000/(2 \cdot 133,45) + 5 \cdot 18 = 404,7 \text{ мм};$$

$$20d = 20 \cdot 18 = 360 \text{ мм}; \text{ принимаем } w_1 = 405 \text{ мм};$$

вторая плоскость теоретического обрыва (сечение 2–2), где $Q_2 = 104000 \text{ Н}$;

$$q_{sw} = 170 \cdot 157/200 = 133,45 \text{ Н/мм}; \text{ при } Q_2/(2q_{sw}) = 104000/(2 \cdot 133,45) = 389,7 < h_0 = 530 \text{ мм};$$

$$w_2 = Q_2/(2q_{sw}) + 5d = 104000/(2 \cdot 133,45) + 5 \cdot 18 = 479,7 \text{ мм}; \text{ принимаем } w_2 = 480 \text{ мм}.$$

На опоре *B* слева обрываем сначала $2\varnothing 18$ (сечение 3–3):

$$Q_3 = 220000 \text{ Н}; q_{sw} = 170 \cdot 157/125 = 213,52 \text{ Н/мм};$$

$$Q_3/(2q_{sw}) = 220000/(2 \cdot 213,52) = 515,2 < h_0 = 530 \text{ мм};$$

$$w_3 = Q_3/(2q_{sw}) + 5d = 220000/(2 \cdot 213,52) + 5 \cdot 18 = 605,2 \text{ мм};$$

$$20d = 20 \cdot 18 = 360 \text{ мм}; \text{ принимаем } w_3 = 605 \text{ мм}.$$

При замене оставшихся $2\varnothing 25$ на $2\varnothing 14$ (сечение 4–4) имеем:

$$Q_4 = 154000 \text{ Н}; q_{sw} = 213,52 \text{ Н/мм};$$

$$Q_4/(2q_{sw}) = 154000/(2 \cdot 213,52) = 360,6 < h_0 = 530 \text{ мм};$$

$$w_4 = Q_4/(2q_{sw}) + 5d = 154000/(2 \cdot 213,52) + 5 \cdot 25 = 485,6 \text{ мм};$$

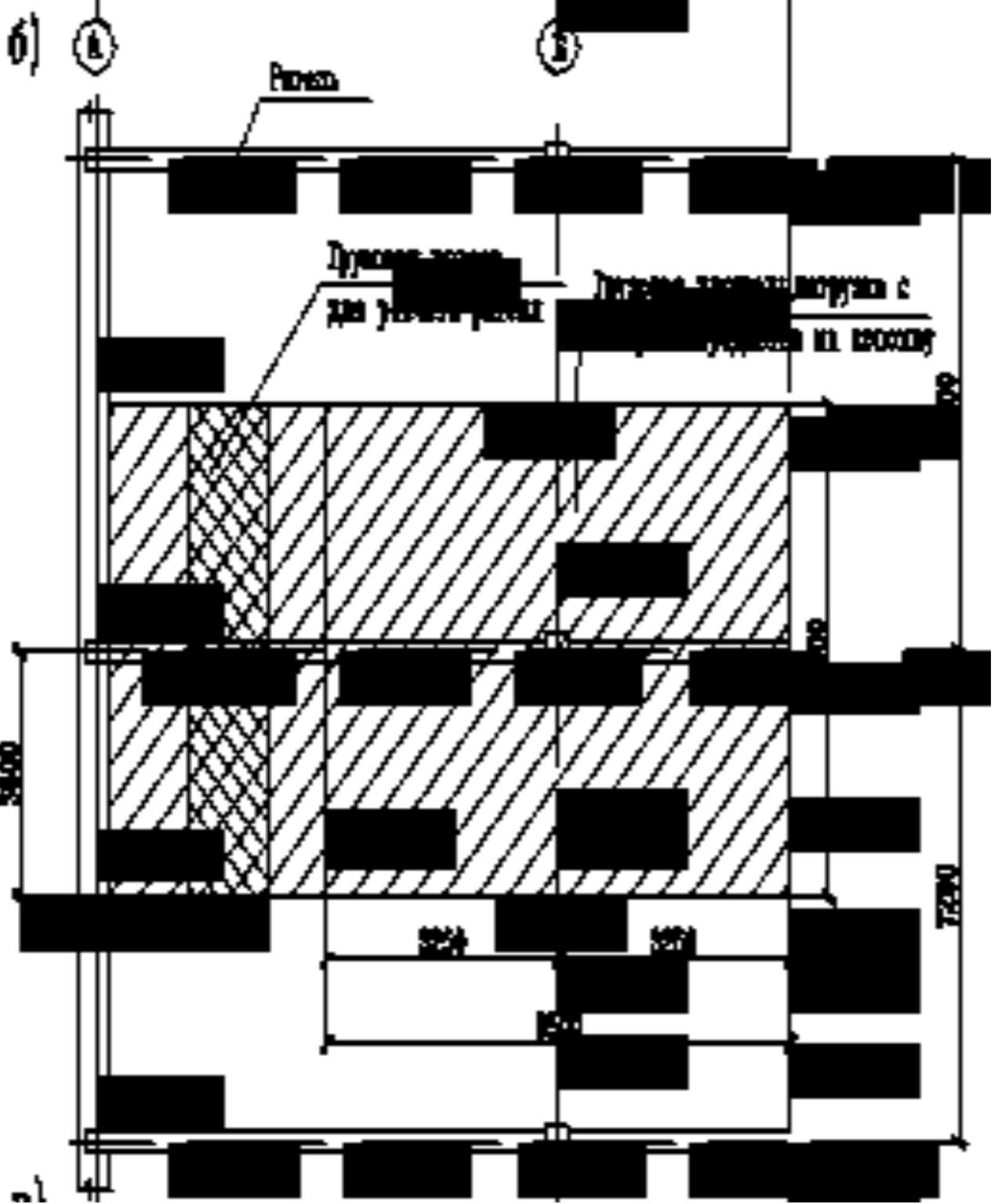
$$20d = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм}; \text{ принимаем } w_4 = 500 \text{ мм}.$$

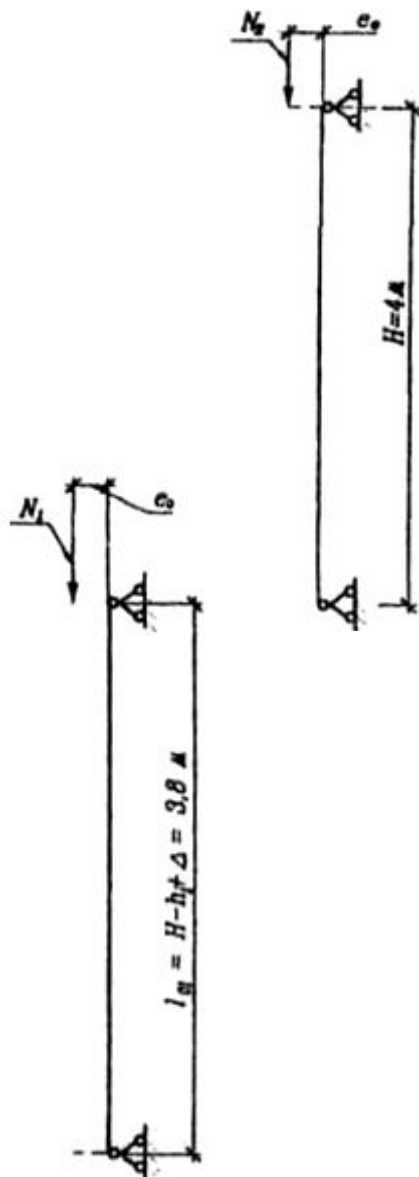
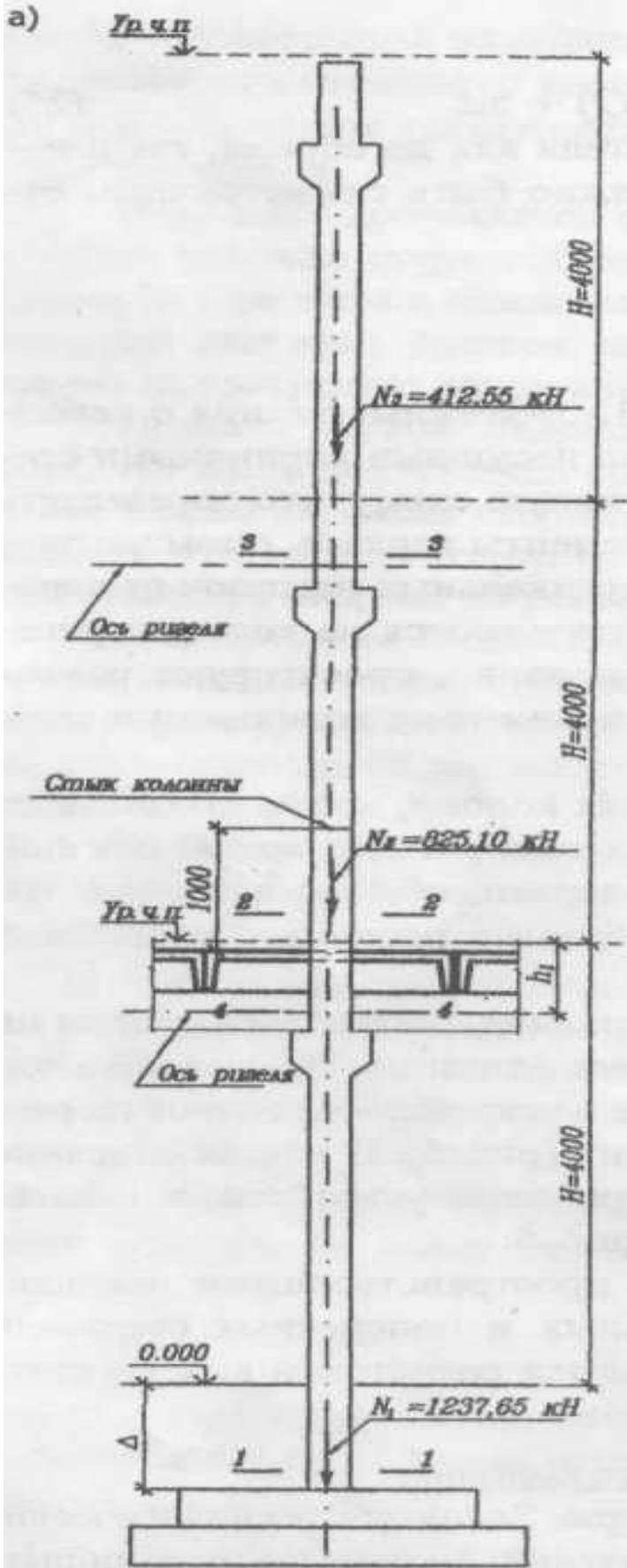
2.5 Расчет колонны

2.5.1 Исходные данные

Требуется рассчитать промежуточную колонну четырехэтажного производственного здания с жесткой конструктивной схемой и сеткой колонн $l \times l_n = 6 \times 5 \text{ м}$. Ригели перекрытия размещены поперек здания и вместе с колоннами образуют рамные узлы. Здание имеет неполный железобетонный каркас, и концы ригелей крайних пролетов свободно опираются на наружные продольные кирпичные стены, на которые также передается нагрузка от покрытия. Высота этажей $H = 4 \text{ м}$. Нагрузки на 1 м^2 от междуэтажного перекрытия и на 1 м ригеля приняты по данным табл. 1 и п. 2.4.2 настоящего расчета.

Для изготовления колонны назначаем бетон класса В20 ($R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$, $E_b = 27500 \text{ МПа}$, $\gamma_{b1} = 0,9$) и продольную рабочую арматуру из стали класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$).





2.5.2 Сбор нагрузок, расчетная схема, определение усилий

Нагрузка на колонну собирается с грузовой площади

$$F = l \times l_n = 6 \times 5 = 30 \text{ м}^2 \text{ (рис. 17, б).}$$

Постоянная нагрузка на колонну от перекрытия одного этажа с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$

$$g_1 = gF\gamma_n = 2,97 \cdot 30 \cdot 0,95 = 84,64 \text{ кН,}$$

где $g = 2,97 \text{ кН/м}^2$ (см. табл. 1);

от собственной массы ригеля

$$g_3 = g_2 l = 3,92 \cdot 6 = 23,52 \text{ кН,}$$

где $g_2 = 3,92 \text{ кН/м}$ (см. п. 2.4.2);

от собственной массы колонны сечением $0,3 \times 0,3 \text{ м}$, $H = 4 \text{ м}$, $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$

$$g_4 = h_k^2 H \rho \gamma_f \gamma_n 10 = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 4 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 10 = 9,405 \text{ кН.}$$

Итого $G = g_1 + g_3 + g_4 = 117,57 \text{ кН}$.

Временная нагрузка на колонну от перекрытия одного этажа с коэффициентом $\gamma_n = 0,95$

$$P = (p_{\text{дл}} + p_{\text{кр}}) F \gamma_n = (8,4 + 1,95) 30 \cdot 0,95 = 294,98 \text{ кН,}$$

где значения $p_{\text{дл}}$ и $p_{\text{кр}}$ см. в табл. 1.

Расчетные схемы для звеньев колонны всех этажей приведены на рис. 5, а. Расчетная длина колонны первого этажа

$$l_{01} = H_1 \mu = (H - h_1 + \Delta) \mu = (4 - 0,7 + 0,5) \cdot 1 = 3,8 \text{ м,}$$

где h_1 – расстояние от уровня пола второго этажа до оси ригеля перекрытия над первым этажом;

Δ – расстояние от уровня пола первого этажа до верхнего обреза фундамента; принимаем $\Delta = 0,5 \text{ м}$ (рис. 5, а);

$H_1 = H - h_1 + \Delta$ – геометрическая длина колонны первого этажа;

μ – коэффициент приведения длины.

Расчетная длина колонны для звеньев второго и третьего этажей

$$l_{02} = l_{03} = H = 4 \text{ м.}$$

Вычисляем продольные сжимающие усилия в колонне в расчетных сечениях, находящихся немного выше верха перекрытия над нижележащим этажом и на уровне верхнего обреза фундамента.

Полная величина продольного усилия в сечении 3–3 (рис. 5, а):

$$N_3 = G + P = 117,57 + 294,98 = 412,55 \text{ кН};$$

то же, в сечениях 2–2 и 1–1 соответственно:

$$N_2 = 2N_3 = 2 \cdot 412,55 = 825,10 \text{ кН};$$

$$N_1 = 3N_3 = 3 \cdot 412,55 = 1237,65 \text{ кН}.$$

Кроме того, определяем продольное сжимающее усилие N'_1 и изгибающий момент M в расчетном сечении колонны 4–4, расположенном на уровне оси ригеля первого этажа (см. рис. 5, а и рис. 20).

Продольное усилие N'_1 определяем, собирая нагрузку следующим образом. Постоянная нагрузка на колонну от собственного веса всех междуэтажных перекрытий собирается с грузовой площади над каждым этажом $F = 30 \text{ м}^2$:

$$N_{\text{пост}} = 3G = 117,57 \cdot 3 = 352,71 \text{ кН},$$

где $G = g_1 + g_3 + g_4$.

С такой же грузовой площади собираем временную нагрузку со всех междуэтажных перекрытий, кроме перекрытия над первым этажом. Временная нагрузка, действующая на перекрытие первого этажа, собирается с грузовой площади

$$F/2 = (l/2)l_n = (6/2)5 = 15 \text{ м}^2,$$

что соответствует полосовому загрузению этого перекрытия ею через пролет:

$$N_{\text{врем}} = 2P + 0,5P = 2,5 \cdot 294,98 = 737,45 \text{ кН},$$

где $P = (p_{\text{дл}} + p_{\text{кр}})F\gamma_n$.

Учитывая лишь собственный вес колонны выше рассматриваемого сечения 4–4, определим полную величину продольного усилия в этом сечении:

$$N'_1 = N_{\text{пост}} + N_{\text{врем}} - g_4 = 352,71 + 737,45 - 9,405 = 1080,76 \text{ кН}.$$

Расчетный изгибающий момент M в сечении 4–4 можно определить приближенно из расчета не всей рамы, а ее части, образующей «крест» из элементов, сходящихся в узле, к которому примыкает расчетное сечение. «Крест» состоит из звеньев колонн первого и второго этажей и двух элементов ригеля примыкающих к узлу пролетов (рис. 20). Определяем M в предположении, что временная нагрузка $v = 49,16 \text{ кН/м}$ (см. п. 2.4.2) расположена только в крайних пролетах ригеля, по формуле:

$$M = (vl^2/2)[i_1/(7i_p + 4i_1 + 4i_2)].$$

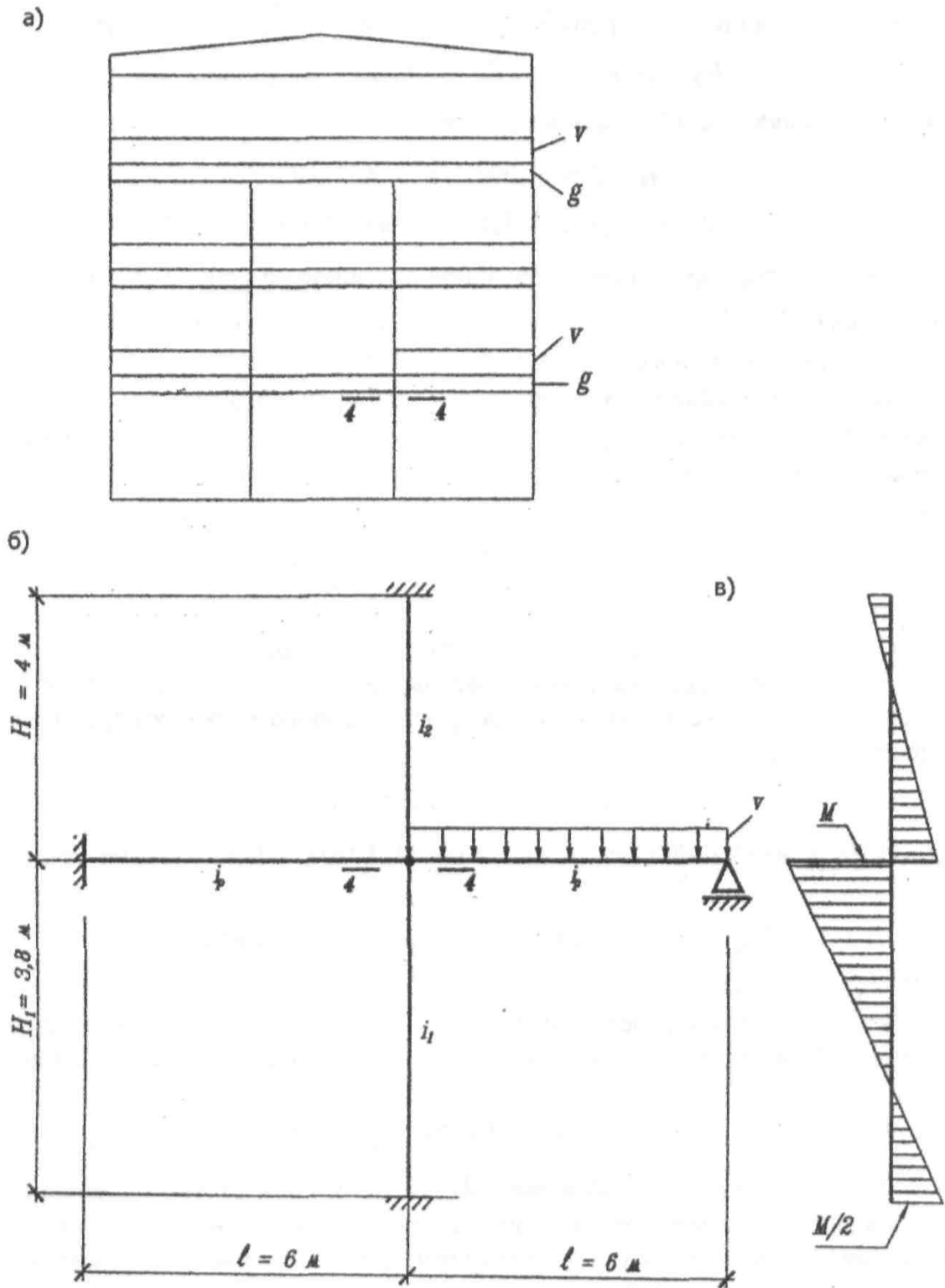


Рис. 20. К определению изгибающего момента в сечении колонны 4-4:
 а – схема загрузки рассчитываемой колонны; б – расчётная схема
 для определения изгибающего момента в сечении 4-4 рассматриваемой колонны;
 в – эпюра моментов в рассматриваемой колонне

Погонные моменты инерции колонн сечением 300×300 мм:

первого этажа $i_1 = I_k/H_1 = 0,3^4/(12 \cdot 3,8) = 0,0001776 \text{ м}^3$;

второго этажа $i_2 = I_k/H = 0,3^4/(12 \cdot 4) = 0,0001687 \text{ м}^3$.

То же, ригеля сечением 250×600 мм и пролетом $l = 6$ м

$$i_p = I_p/l = 0,25 \cdot 0,6^3/(12 \cdot 6) = 0,00075 \text{ м}^3.$$

Вычисляем

$$M = (49,16 \cdot 6^2/2)[0,0001776/(7 \cdot 0,00075 + 4 \cdot 0,0001776 + 4 \cdot 0,0001687)] = 23,68 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2.5.3 Подбор сечений бетона и арматуры

Уточняем размеры поперечного сечения колонны по формуле (32):

$$A = \frac{N_1}{0,9(\gamma_{bl}R_b + 0,01R_{sc})} = \frac{1237650}{0,9(0,9 \cdot 11,5 + 0,01 \cdot 355)} = 98933 \text{ мм}^2,$$

откуда при квадратном поперечном сечении

$$h_k = \sqrt{A} = \sqrt{98933} = 314 \text{ мм}.$$

Принимаем размеры сечения колонны для всех этажей с учетом требований унификации 300×300 мм и переходим к подбору в расчетном поперечном сечении колонны 4–4 симметричной продольной арматуры по комбинации усилий

$$M = 23,68 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ и } N'_1 = 1080,76 \text{ кН}.$$

Принимаем $a = a' = 35$ мм, тогда рабочая высота сечения колонны $h_0 = h_k - a = 300 - 35 = 265$ мм (см. рис. 5, в).

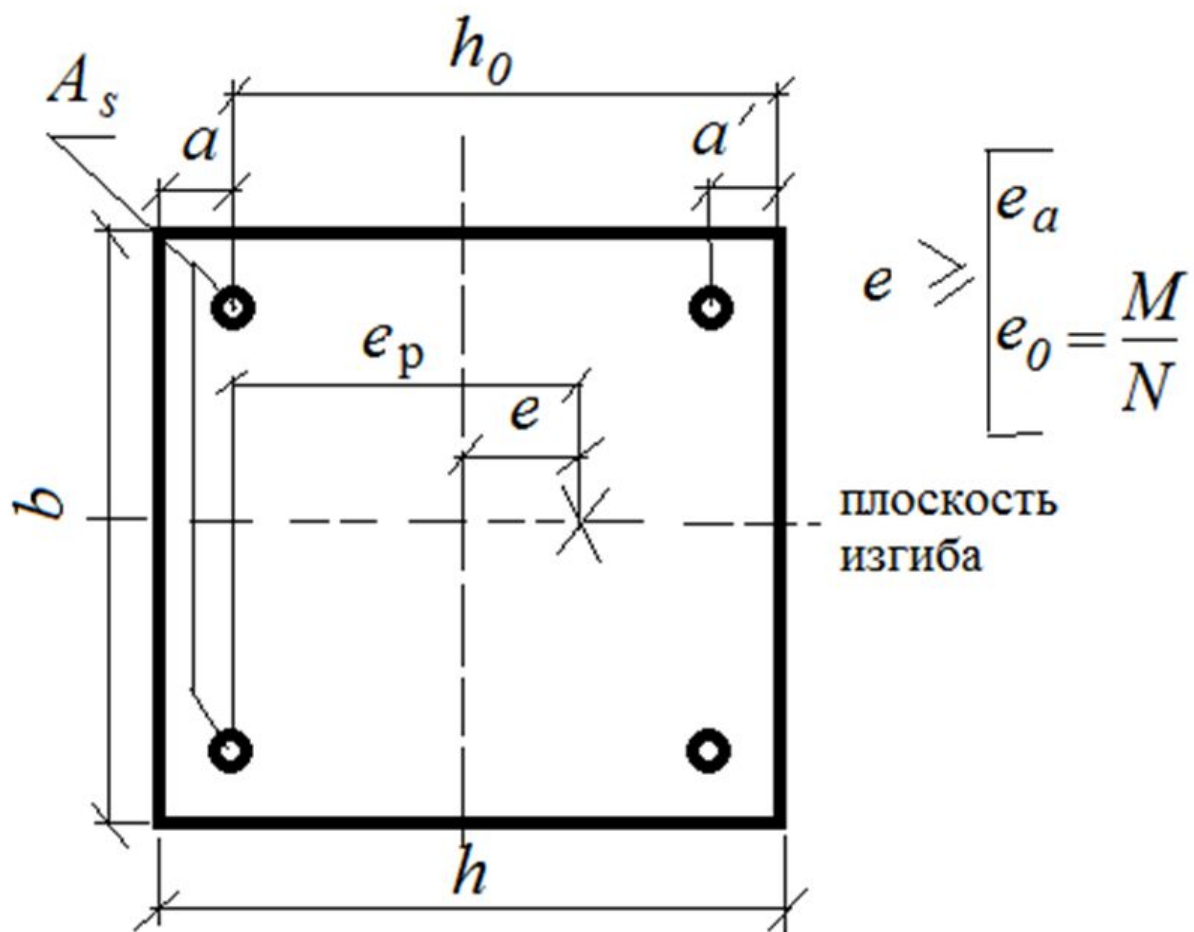
Расчетный эксцентриситет продольной силы $e_0 = M/N'_1 = 23,68/1080,76 = 0,0219 > e_a = h_k/30 = 0,3/30 = 0,01$ м и более $H_1/600 = 3,8/600 = 0,006$ м, а также более 10 мм $= 0,01$ м. Следовательно, случайный эксцентриситет в расчете не учитывается [2, п. 4.2.6].

Подбор площади сечения продольной симметричной арматуры ведем в соответствии с указаниями [5, п. 3.56] как для внецентренно сжатого элемента.

Так как сечение 4–4 не может иметь горизонтальных перемещений, то $\eta = 1$ (η – коэффициент, учитывающий возрастание эксцентриситета из-за продольного изгиба элемента).

Вычисляем расчетные параметры:

$$e = e_0\eta + (h_0 - a')/2 = 21,9 + (265 - 35)/2 = 136,9 \text{ мм};$$



относительная величина продольной силы

$$\alpha_n = N'_1 / (\gamma_{b1} R_b b_k h_0) = 1080760 / (0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 265) = 1,31;$$

$$\alpha_{m1} = N'_1 e / (\gamma_{b1} R_b b_k h_0^2) = 1080760 \cdot 136,9 / (0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 265^2) = 0,678;$$

$$\delta = a' / h_0 = 35 / 265 = 0,132;$$

$$\alpha_s = [\alpha_{m1} - \xi_1(1 - 0,5\xi_1)] / (1 - \delta) = [0,678 - 0,921(1 - 0,5 \cdot 0,921)] / (1 - 0,132) = 0,209 > 0, \text{ здесь } \xi_1 = (\alpha_n + \xi_{5R}) / 2 = (1,31 + 0,531) / 2 = 0,921 < 1;$$

$$\xi = [\alpha_n(1 - \xi_{5R}) + 2\alpha_s \xi_{5R}] / (1 - \xi_{5R} + 2\alpha_s) = [1,31(1 - 0,531) + 2 \cdot 0,209 \cdot 0,531] / (1 - 0,531 + 2 \cdot 0,209) = 0,945.$$

Площадь сечения арматуры при $\alpha_n = 1,31 > \xi_{5R} = 0,531$ [5, табл. 3.2] определяем по формуле:

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= (\gamma_{b1} R_b b_k h_0 / R_s) \{ [\alpha_{m1} - \xi(1 - 0,5\xi)] / (1 - \delta) \} = \\ &= (0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 265 / 355) \{ [0,678 - 0,945(1 - 0,5 \cdot 0,945)] / (1 - 0,132) \} = \\ &= 480 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Назначаем армирование по каждой стороне сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, в виде 2Ø18А400 ($A_s = A'_s = 509 \text{ мм}^2$) и вычисляем проценты армирования:

$$p = p' = A_s / 100 / (b_k h_0) = 509 \cdot 100 / (300 \cdot 265) = 0,64 > p_{\min} = p'_{\min} = 0,157 \%,$$

где p_{\min} и p'_{\min} – требуемое минимальное содержание продольной арматуры соответственно A_s и A'_s в расчётном сечении элемента, которое устанавливается в зависимости от его гибкости; при $H_1/h_k = 3,8/0,3 = 12,6 < 25$, но $H_1/h_k > 5$ оно определяется по линейной интерполяции между значениями 0,1 и 0,25 % следующим образом $p_{\min} = p'_{\min} = 0,1 + 0,15 \cdot (12,6 - 5) / 20 = 0,157 \%$ [2, п. 8.3.4].

Как показывает практика, подбор арматуры по сечению 1–1 (у верхнего обреза фундамента) обычно даёт меньшую площадь сечения арматуры.

Принятую продольную арматуру пропускаем по всей длине рассчитываемой монтажной единицы без обрыва. Поперечные стержни (хомуты) в сварном каркасе в соответствии с прил. 3 назначаем диаметром 5 мм класса В500 с шагом $s = 250$ мм, что соответствует требованиям [2, п. 8.3.12], т. е. при $p' = 0,64 < 1,5 \%$ не превышает 15 диаметров продольных сжатых стержней и 500 мм. Схема армирования монтажной единицы показана на рис. 5, з.

2.5.4 Расчет консоли

Для опирания ригелей в колоннах предусматриваются короткие консоли с вылетом $l \leq 0,9h_0$, скошенные под углом 45° (см. рис. 7).

Определяем размеры короткой консоли. При этом предполагаем, что нагрузка от ригеля, передаваемая на консоль, распределяется равномерно по фактической площадке опирания ригеля. Определяем минимально допустимую длину площадки опирания ригеля на консоль колонны из условия обеспечения прочности консоли и ригеля на смятие при ширине ригеля $b_p = 250$ мм:

$$l_{sup} = Q/(\gamma_{b1}R_b b_p) = 247310/(0,9 \cdot 11,5 \cdot 250) = 96 \text{ мм},$$

где Q – наибольшая по модулю поперечная сила, действующая по оси колонны ($Q_B^{лев}$).

Определяем наименьший вылет консоли с учетом зазора между торцом ригеля и гранью колонны:

$$l = l_{sup} + \delta = 96 + 50 = 146 \text{ мм}.$$

По конструктивным соображениям принимаем $l = 200$ мм. Тогда фактическая длина площадки опирания ригеля на консоль

$$l_{sup} = l - \delta = 200 - 50 = 150 > 96 \text{ мм}.$$

Назначаем высоту консоли в сечении у грани колонны $h = 450$ мм, что находится в пределах $0,7 \dots 0,8$ высоты сечения ригеля. При этом $h_0 = h - a = 450 - 35 = 415$ мм. Поскольку $l = 200 < 0,9h_0 = 0,9 \cdot 415 = 373,5$ мм, консоль можно рассматривать как короткую.

Производим расчет консоли на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой (см. рис. 7, а) из условия

$$Q \leq 0,8\varphi_{w2}\gamma_{b1}R_b b l_b \sin\Theta,$$

где Θ – угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали;

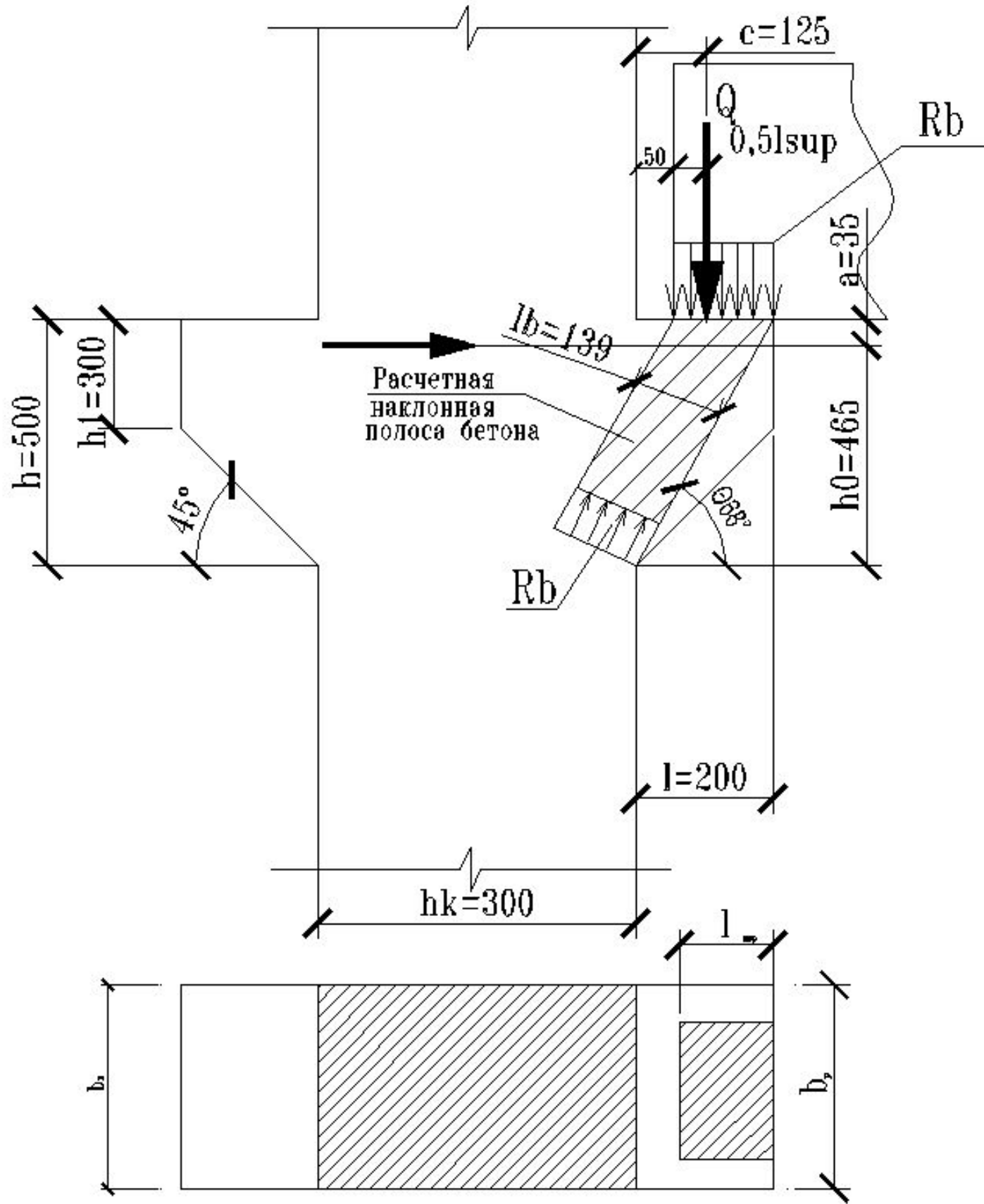
$$\text{tg } \Theta = h/l = 450/200 = 2,25; \Theta = 66^\circ; \sin \Theta = 0,9135.$$

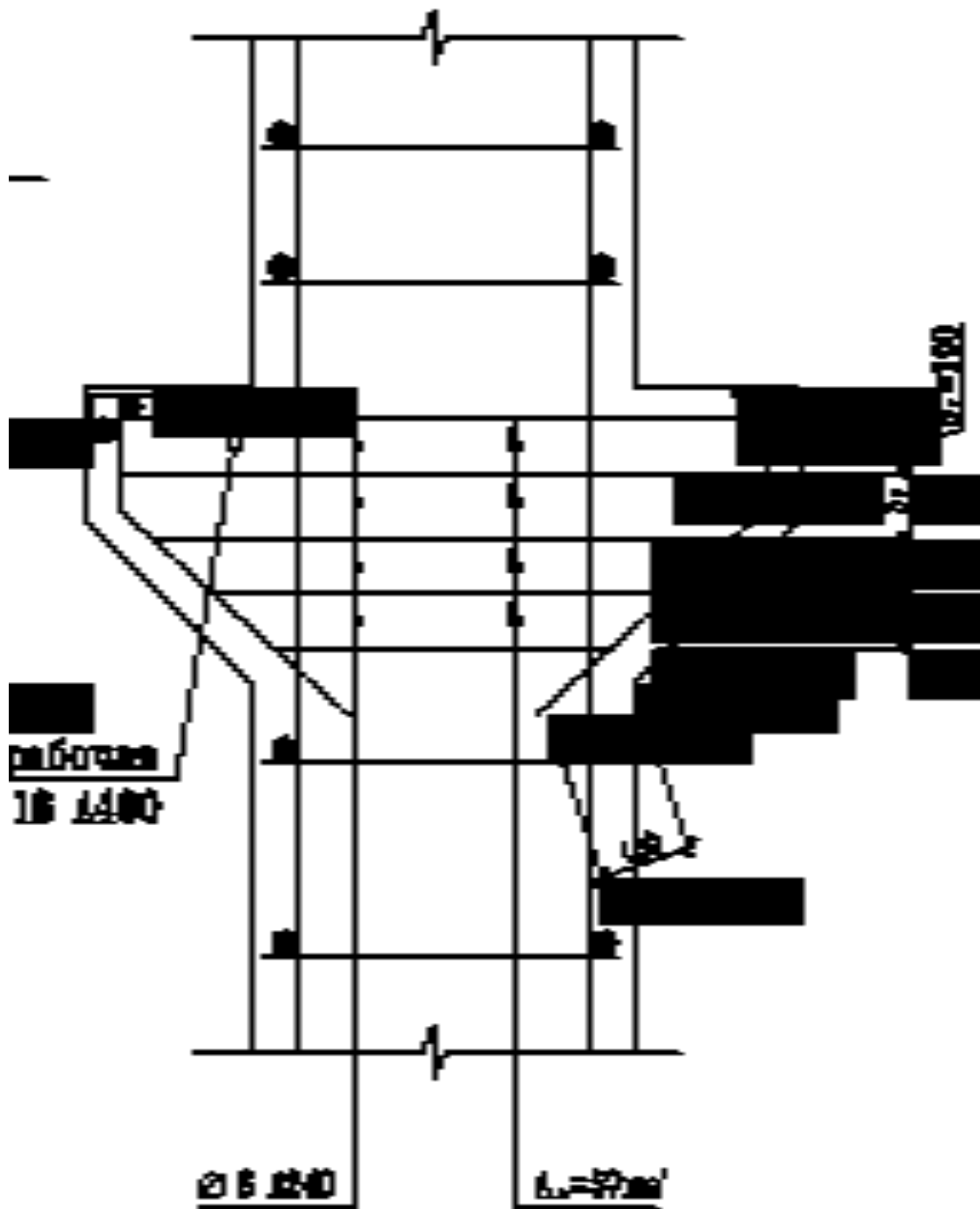
Ширина наклонной сжатой полосы определяется по формуле:

$$l_b = l_{sup} \sin \Theta = 150 \cdot 0,9135 = 137 \text{ мм}.$$

Коэффициент φ_{w2} , учитывающий влияние хомутов, расположенных по высоте консоли, определяется по формуле:

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w1} = 1 + 5 \cdot 7,27 \cdot 0,0019 = 1,07,$$





16 1400

16 1400

16 1400

16 1400

16 1400

где $\alpha = E_s/E_b = 200000/27500 = 7,27$;

$$\mu_{w1} = A_{sw}/(bs_w) = 57/(300 \cdot 100) = 0,0019,$$

здесь A_{sw} – площадь сечения хомутов, расположенных в одной горизонтальной плоскости; если принять их диаметр $\varnothing 6A400$ ($a_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2$), то

$$A_{sw} = na_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 57 \text{ мм}^2;$$

$s_w = 100 \text{ мм}$ – расстояние между хомутами, измеренное по нормали к ним.

$$Q = 247310 < 0,8 \cdot 1,07 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 137 \cdot 0,9135 = 332875 <$$

$$< 3,5\gamma_{b1}R_{bt}bh_0 = 3,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 415 = 352958 \text{ Н};$$

$2,5\gamma_{b1}R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 415 = 252113 < 332875 \text{ Н}$. Все условия удовлетворяются.

Высота консоли у свободного края при наклоне нижней грани под углом 45° (см. рис. 7, а) достаточна, так как

$$h_1 = h - htg45^\circ = 450 - 200 \cdot 1 = 250 > h/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}.$$

Определяем площадь сечения верхней продольной рабочей арматуры по изгибающему моменту в сечении у грани колонны, увеличенному на 25% (см. рис. 7):

$$M = 1,25Q(l - 0,5l_{sup}) = 1,25 \cdot 247310 \cdot (200 - 0,5 \cdot 150) = 38642188 \text{ Н}\cdot\text{мм};$$

$$A_s = M/(0,9h_0R_s) = 38642188/(0,9 \cdot 415 \cdot 355) = 291 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $2\varnothing 14A240$ с $A_s = 308 \text{ мм}^2$.

Поперечное армирование консоли осуществляется горизонтальными хомутами по всей высоте, шаг которых назначаем $s_w = 100 \text{ мм}$, что не более 150 мм и не более $h/4 = 450/4 = 112,5 \text{ мм}$ (см. рис. 7, б).

2.6 Расчёт центрально нагруженного фундамента

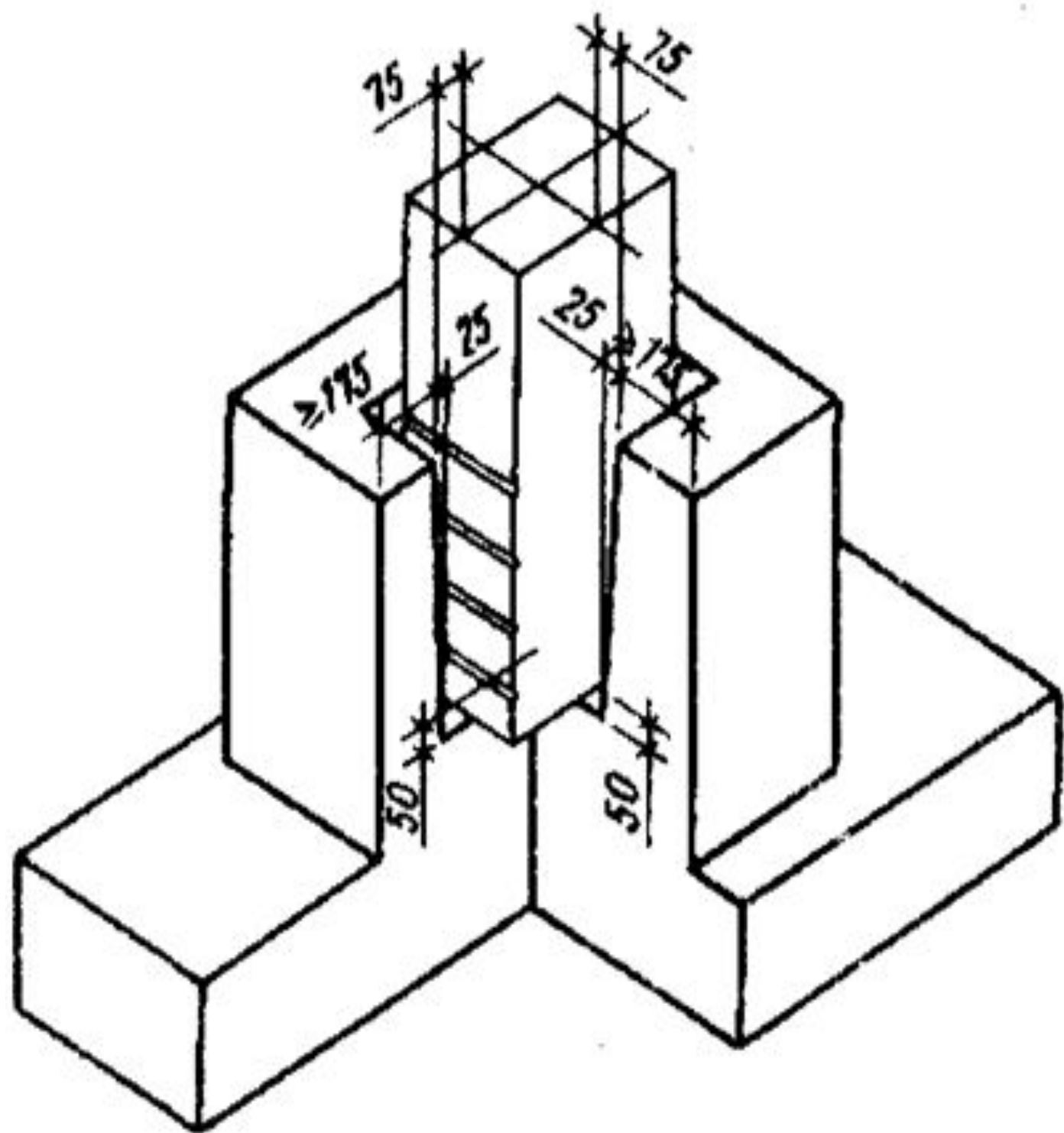
2.6.1 Исходные данные

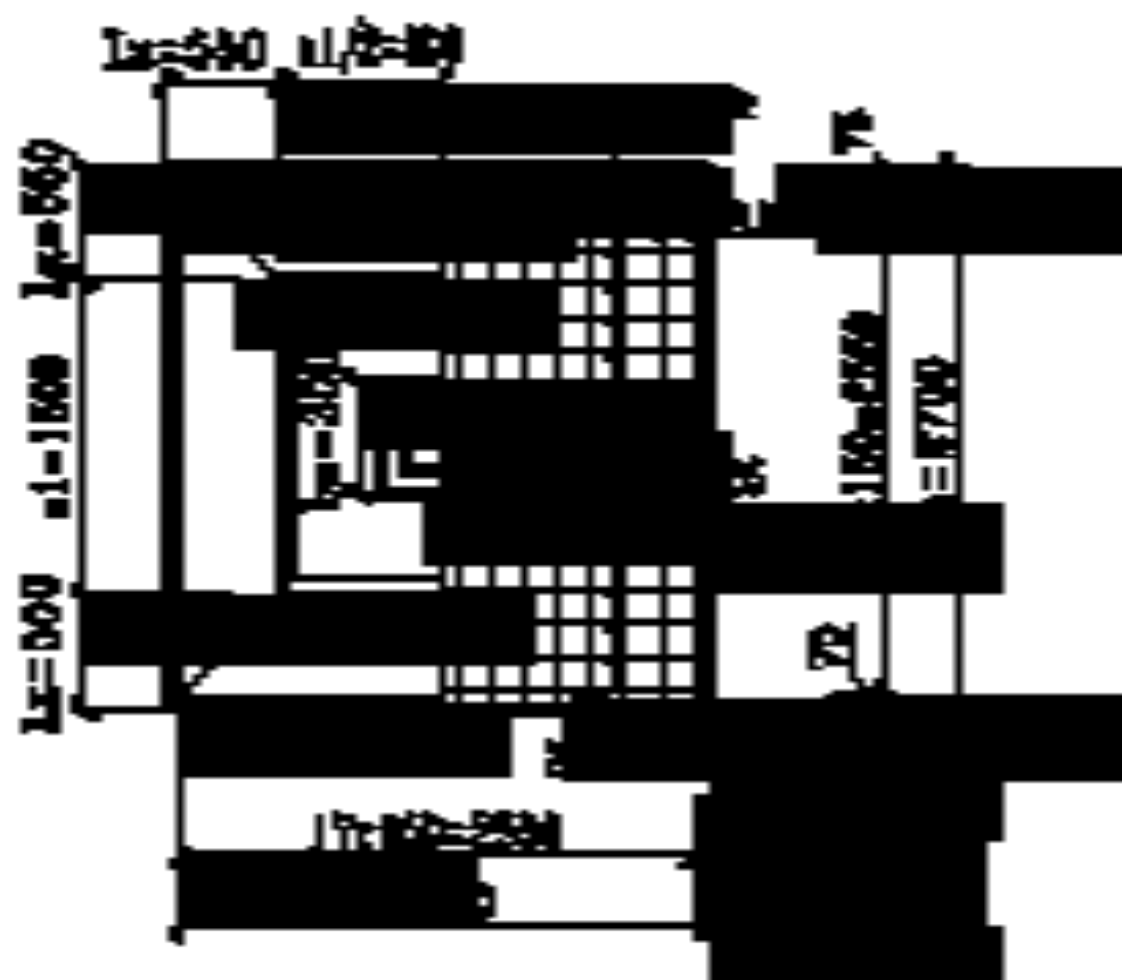
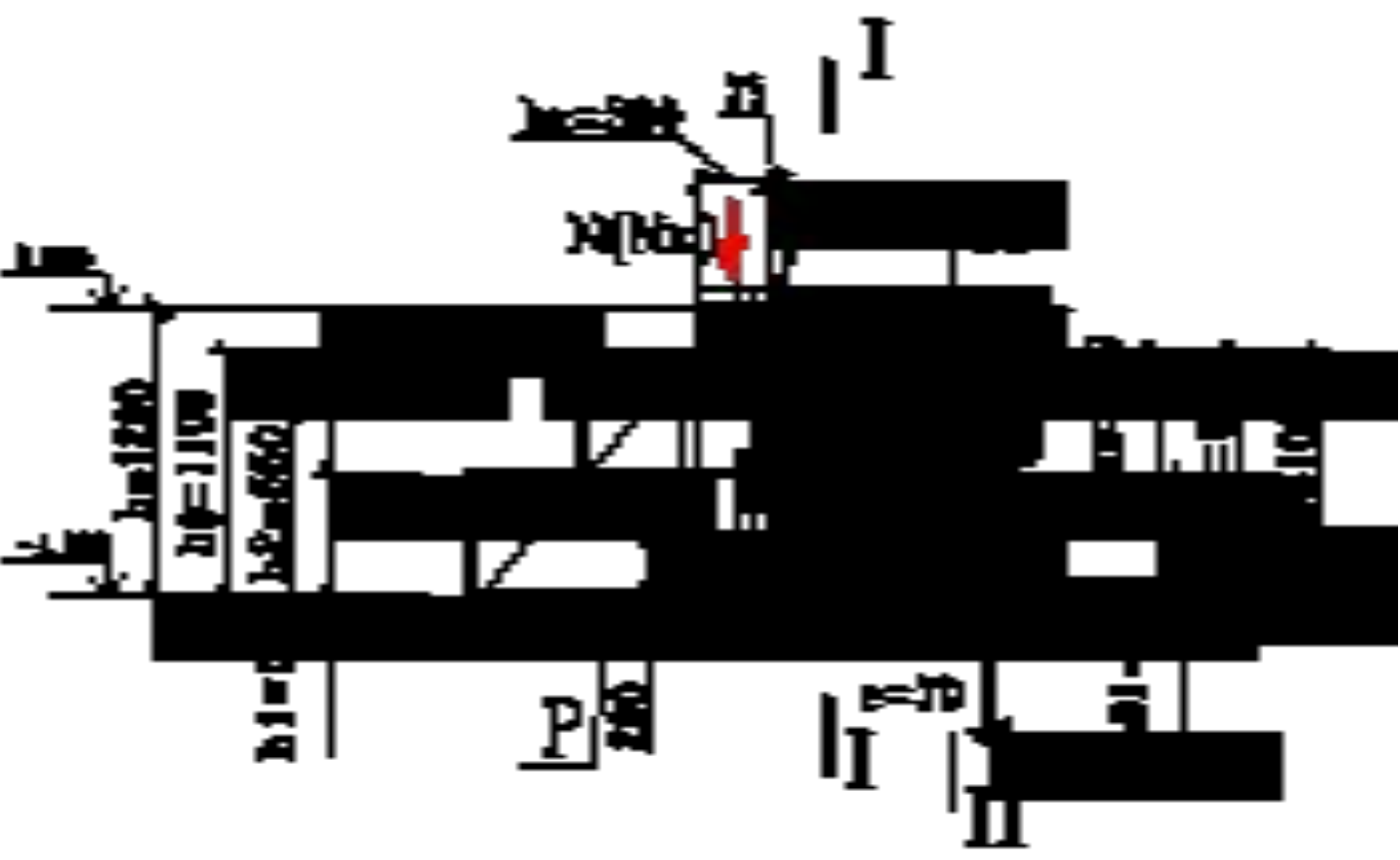
Поперечное сечение колонны, заделанной в стакан фундамента, $300 \times 300 \text{ мм}$, бетон класса В20 ($R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$), ее продольная арматура $4\varnothing 18A400$. Расчетные усилия в сечении 1–1 у заделки в фундамент (см. рис. 8)

1) $N = N_1 = 1237,65 \text{ кН}$, $M = 0$, эксцентриситет $e_0 = M/N = 0$ – при загрузении всех пролётов ригеля временной нагрузкой;

Столбчатый фундамент стаканного типа







2) $N = N'_1 + g_4 = 1080,76 + 9,405 = 1090,16$ кН, $M = 23,68/2 = 11,84$ кН·м,
 $e_0 = 0,011$ м – при загрузке временной нагрузкой только крайних пролётов ригеля.

Требуется запроектировать фундамент, глубина заложения подошвы которого составляет 0,95 м, из бетона класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа, $\gamma_{bt} = 0,9$); арматура для армирования подошвы фундамента класса А400 ($R_s = 355$ МПа). Расчетное сопротивление грунта основания $R = R_0 = 0,2$ МПа. Под подошвой фундамента предусматривается бетонная подготовка.

2.6.2 Определение размеров подошвы фундамента

Ввиду малых значений эксцентриситета продольной силы на уровне верхнего обреза фундамента ($e_0 = 11,84/1090,16 = 0,011 < e_a = 1/30a_1 = 1/30 \cdot 1,3 = 0,043$ м, где $a_1 = 1,3$ м, см. п. 2.6.3 настоящего расчета) рассчитываем фундамент как центрально нагруженный с одинаковыми размерами в плане в обоих направлениях. Определение размеров подошвы фундамента производим при допущении, что реактивный отпор грунта распределяется равномерно по подошве фундамента (см. рис. 8), по формуле:

$$A = a^2 = N^H / (R - \gamma H) = 1031375 / (0,2 \cdot 10^6 - 20 \cdot 10^3 \cdot 0,95) = 5,7 \text{ м}^2,$$

где $a = (A)^{1/2} = (5,7)^{1/2} = 2,38$ м;

$N^H = N'_1 / \gamma_f = 1237650 / 1,2 = 1031375$ Н – нормативное продольное усилие в колонне первого этажа в сечении 1–1 у места ее заделки в фундамент; здесь $\gamma_f = q/q^H = 133323/111075 = 1,2$ – усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке (значения q и q^H взяты из табл. 1);

$\gamma = 20$ кН/м³ – вес единицы объема фундамента и грунта на его уступах.

Принимаем $a = 2,4$ м. Тогда окончательно $A = 2,4^2 = 5,76 \text{ м}^2$.

Напряжения в основании фундамента от расчетной нагрузки без учета веса фундамента и грунта на его уступах

$$p = N/A = 1237650/5,76 = 21470 \text{ Н/м}^2 = 0,215 \text{ МПа}.$$

2.6.3 Назначение высоты фундамента и размеров ступеней

Назначение высоты фундамента производится в соответствии со следующими требованиями.

1. Длина анкеровки продольной арматуры колонны (сталь класса А400 $R_{sc} = 355$ МПа) в стакане фундамента в соответствии с [2, формула (8.3)] должна быть не менее (см. рис. 8):

$$l_{an} = \alpha l_{0,an} A_{s,cal} / A_{s,ef} = 0,75 \cdot 710 \cdot 240 / 254,5 = 502 \text{ мм},$$

где $l_{0,an}$ – базовая длина анкеровки, определяемая по формуле:

$$l_{0,an} = R_s A_s / (R_{bond} u_s) = 355 \cdot 254,5 / (2,25 \cdot 3,14 \cdot 18) = 710 \text{ мм},$$

здесь A_s и u_s – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

R_{bond} – расчётное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределённым по длине анкеровки и определяемое по формуле:

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,9 = 2,25 \text{ МПа},$$

здесь R_{bt} – расчетное сопротивление бетона колонны осевому растяжению;

η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры; $\eta_1 = 2,5$ для горячекатаной арматуры периодического профиля класса А400;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры; $\eta_2 = 1$ при диаметре арматуры до 32 мм включительно;

$A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения продольной арматуры колонны (одного стержня) соответственно требуемая по расчёту и фактически установленная;

α – коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряжённого состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки; для сжатых элементов при анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами $\alpha = 0,75$.

В любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее $0,3l_{0,an} = 0,3 \cdot 710 = 213$ мм, а также не менее $15d = 15 \cdot 18 = 270$ мм и не менее 200 мм.

Таким образом, полная высота фундамента с учетом минимальной толщины днища стакана 200 мм и зазора под торцом колонны 50 мм (итого 250 мм) составляет:

$$h_{\phi} = l_{an} + 250 = 502 + 250 = 752 \text{ мм.}$$

2. Глубина заделки колонны в стакан фундамента (см. рис. 8) для обеспечения жесткого защемления должна быть не менее большего размера ее поперечного сечения:

$$h_3 \geq h_k = 300 \text{ мм.}$$

С учетом этого полная высота фундамента

$$h_{\phi} = h_k + 250 = 300 + 250 = 550 \text{ мм.}$$

3. Рабочая высота фундамента из условия продавливания ее колонной (см. рис. 9) определяется из неравенства:

$$F \leq F_{b,ult} [2, \text{формула (6.97)}],$$

где F – сосредоточенная сила от внешней нагрузки с учётом реактивного отпора грунта;

$F_{b,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое бетоном.

Усилие $F_{b,ult}$ определяют по формуле:

$$F_{b,ult} = \gamma_{b1} R_{bt} A_b,$$

где A_b – площадь расчётного поперечного сечения, расположенного на расстоянии $0,5h_0$ от границы площади приложения сосредоточенной силы F с рабочей высотой сечения h_0 (см. рис. 9). Площадь A_b определяют по формуле:

$$A_b = u h_0,$$

где u – периметр контура расчётного поперечного сечения;

h_0 – рабочая высота фундамента.

Для нашего случая (см. рис. 9)

$$\gamma_{b1} R_{bt} A_b = \gamma_{b1} R_{bt} u h_0 = 4 \gamma_{b1} R_{bt} (h_k + h_0) h_0.$$

Подставив в левую часть неравенства [2, (6.97)] $F = N - pA_1 = N - p(h_k + h_0)^2$, получим выражение:

$$N - p(h_k + h_0)^2 = 4 \gamma_{b1} R_{bt} (h_k + h_0) h_0,$$

откуда

$$h_0 = -\frac{(p + 2\gamma_{bl}R_{bt})h_k}{p + 4\gamma_{bl}R_{bt}} + \sqrt{\left(-\frac{(p + 2\gamma_{bl}R_{bt})h_k}{p + 4\gamma_{bl}R_{bt}}\right)^2 + \frac{N - ph_k^2}{p + 4\gamma_{bl}R_{bt}}} =$$

$$= -\frac{(0,215 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,75)300}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75} +$$

$$+ \sqrt{\left(-\frac{(0,215 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,75)300}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75}\right)^2 + \frac{1237650 - 0,215 \cdot 300^2}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75}} = 505 \text{ мм.}$$

Тогда $h_\phi = h_0 + a = 505 + 70 = 575$ мм, где $a = c + 1,5d = 40 + 1,5 \cdot 20 = 70$ мм ($c = 40$ мм – толщина защитного слоя бетона по подошве фундамента [2, таблица 8.1]; $d = 20$ мм – диаметр арматурных стержней сетки, которым мы предварительно задались).

Таким образом, назначаем полную высоту фундамента из условия анкеровки продольной арматуры колонны $\varnothing 18A400$ в бетоне колонны класса В20 с учетом минимальной толщины днища стакана 200 мм и зазора под торцом колонны 50 мм. Округляя ее в большую сторону до размера, кратного 100 мм, окончательно принимаем $h_\phi = 800$ мм, а $h_0 = h_\phi - a = 800 - 70 = 730$ мм.

Проектируем фундамент двухступенчатым, имеющим лишь плитную часть, и назначаем высоту верхней и нижней ступеней одинаковой, т. е. $h_1 = h_2 = h_\phi/2 = 400$ мм (см. рис. 8). Размеры верхней ступени фундамента в плане получаем геометрическим построением, соблюдая условие, чтобы она не пересекала пирамиду продавливания. В то же время для обеспечения равномерного распределения давления грунта по подошве фундамента необходимо выполнять условие $l_k \leq 2h_1$, которое в нашем случае соблюдается, так как $550 < 2 \cdot 400 = 800$ мм (см. рис. 8).

2.6.4 Проверка прочности нижней ступени фундамента на продавливание и срез

1. Требуемая рабочая высота нижней ступени фундамента h_{01} определяется из условия продавливания ее верхней ступенью (см. рис. 9) по формуле (45) с заменой в ней размера сечения колонны h_k на размер верхней ступени в плане $a_1 = 1300$ мм:

$$h_{01} = -\frac{(p + 2\gamma_{bl}R_{bt})a_1}{p + 4\gamma_{bl}R_{bt}} + \sqrt{\left(-\frac{(p + 2\gamma_{bl}R_{bt})a_1}{p + 4\gamma_{bl}R_{bt}}\right)^2 + \frac{N - pa_1^2}{p + 4\gamma_{bl}R_{bt}}} =$$

$$= -\frac{(0,215 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,75)1300}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75} +$$

$$+ \sqrt{\left(-\frac{(0,215 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,75)1300}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75}\right)^2 + \frac{1237650 - 0,215 \cdot 1300^2}{0,215 + 4 \cdot 0,9 \cdot 0,75}} = 189 \text{ мм.}$$

Фактически рабочая высота нижней ступени фундамента составляет

$$h_{01} = h_1 - (c + 1,5d) = 400 - (40 + 1,5 \cdot 20) = 330 \text{ мм,}$$

где c – толщина защитного слоя бетона по подошве фундамента; $d = 20$ мм – диаметр арматурных стержней сетки, которым мы предварительно задались.

Значит, принятая высота нижней ступени $h_1 = 400$ мм достаточна.

2. Выполняем расчет на срез (поперечную силу).

Вычисляем поперечную силу, действующую в нормальном сечении III–III (см. рис. 8) по формуле

$$Q = pca = 215 \cdot 0,22 \cdot 2,4 = 113,52 \text{ кН,}$$

где $c = 0,5(a - a_1 - 2h_{01}) = 0,5(2,4 - 1,3 - 2 \cdot 0,330) = 0,22$ м.

Проверяем выполнение условия $Q \leq 0,5\gamma_{b1}R_{bt}bh_{01}$, учитывая, что в нашем случае $b = a$:

$$113,52 \cdot 10^3 < 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 2400 \cdot 330 = 267300 \text{ Н.}$$

Условие выполняется. Следовательно, высота нижней ступени фундамента отвечает условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования.

2.6.5 Расчет армирования подошвы фундамента

Вычисляем величины изгибающих моментов в сечениях I–I и II–II (см. рис. 8):

$$M_I = 0,125p(a - h_k)^2 a = 0,125 \cdot 215(2,4 - 0,3)^2 2,4 = 284,44 \text{ кН·м;}$$

$$M_{II} = 0,125p(a - a_1)^2 a = 0,125 \cdot 215(2,4 - 1,3)^2 2,4 = 78,045 \text{ кН·м.}$$

Определяем требуемую площадь сечения арматуры на всю ширину подошвы фундамента в том направлении, в котором рабочая высота ступени и полная рабочая высота фундамента наименьшие:

$$A_{sI} = M_I / (0,9h_0R_s) = 284,44 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 730 \cdot 355) = 1220 \text{ мм}^2;$$

$$A_{\text{СИ}} = M_{\text{II}} / (0,9h_{01}R_S) = 78,045 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 330 \cdot 355) = 740 \text{ мм}^2,$$

где $h_0 = h_{\text{ф}} - a = 800 - 70 = 730 \text{ мм}$, а $h_{01} = h_1 - a = 400 - 70 = 330 \text{ мм}$.

Окончательно принимаем по большему результату $16\text{Ø}10\text{A}400$ с $A_S = 1256 \text{ мм}^2$.

Армируем подошву фундамента нестандартной сварной сеткой, одинаковой в двух направлениях, с шагом стержней 150 мм (см. рис. 8).

Определяем процент армирования расчетных сечений:

$$p_1 = A_S 100 / (a_1 h_0) = 1256 \cdot 100 / (1300 \cdot 730) = 0,13 > p_{\text{min}} = 0,1\%;$$

$$p_{\text{II}} = A_S 100 / (a h_{01}) = 1256 \cdot 100 / (2400 \cdot 330) = 0,16 > p_{\text{min}} = 0,1\%.$$

Библиографический список

1. **Проектирование ЖБК** многоэтажного здания. Ч. 1. Панель перекрытия : метод. указ. / Сост. В. Г. Евстифеев. – СПб. : ПИИТ, 1991. – 42 с.
2. **СП 52-101-2003**. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М., 2004. – 54 с.
3. **СНиП 2.01.07-85**. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 35 с.
4. **Железобетонные** конструкции / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.
5. **Пособие по проектированию** бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003) / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М. : ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.
6. **Руководство по конструированию** бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М. : Стройиздат, 1978. – 175 с.
7. **Проектирование** железобетонных конструкций многоэтажного здания. Ч. 2. Сборно-монолитный многопролетный ригель : метод. указ. / Сост. В. Г. Евстифеев. – СПб. : ПИИТ, 1992. – 39 с.
8. **Проектирование** железобетонных конструкций многоэтажного здания. Ч. 3. Колонна : метод. указ. / Сост. В. Г. Евстифеев, Ю. И. Тетерин. – СПб. : ПГУПС, 1997. – 28 с.
9. **Проектирование** железобетонных конструкций многоэтажного здания. Ч. 4. Фундаменты под колонны и стены : метод. указ. / Сост. В. Г. Евстифеев, О. В. Евстифеева. – СПб. : ПГУПС, 1999. – 29 с.
10. **Железобетонные** конструкции (расчёт и конструирование) : учеб. пособие / В. Г. Евстифеев. – СПб. : Иван Фёдоров, 2005. – 192 с.
11. **СНиП 52-01-2003**. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М., 2004. – 24 с.

**Изгибающие моменты, поперечные силы и опорные реакции
в равнопролётных неразрезных балках, загруженных равномерно
распределённой постоянной g и временной V нагрузкой**

Два пролёта

x/l	Изгибающие моменты			x/l	Поперечные силы		
	Влияние g	Влияние V			Влияние g	Влияние V	
		макс (+)	мин (-)			макс (+)	мин (-)
0,0	0	0	0	0	+0,375	0,4375	0,0625
0,1	+0,0325	0,0387	0,0062	0,1	+0,275	0,3437	0,0687
0,2	+0,0550	0,0675	0,0125	0,2	+0,175	0,2624	0,0874
0,3	+0,0675	0,0862	0,0187	0,3	+0,075	0,1932	0,1182
0,4	+0,0700	0,0950	0,0250	0,4	-0,025	0,1359	0,1609
0,5	+0,0625	0,0937	0,0312	0,5	-0,125	0,0898	0,2148
0,6	+0,0450	0,0825	0,0375	0,6	-0,225	0,0544	0,2794
0,7	+0,0175	0,0612	0,0437	0,7	-0,325	0,0287	0,3537
0,8	-0,0200	0,0300	0,0500	0,8	-0,425	0,0119	0,4369
0,85	-0,0425	0,0152	0,0577	0,9	-0,525	0,0027	0,5277
0,9	-0,0675	0,0061	0,0736	1,0	-0,625	0	0,6250
0,95	-0,0950	0,0014	0,0964	Мно- житель	gl	Vl	Vl
1,00	-0,1250	0	0,1250				
Мно- жи- тель	gl^2	Vl^2	Vl^2	Опорные реакции: $A_{\text{макс}} = 0,3750gl + 0,4375Vl$ $B_{\text{макс}} = 1,25(g + V)l$			

Три пролёта

Первый пролёт				Первый пролёт			
0,1	+0,035	0,040	0,005	0	+0,4	0,4500	0,0500
0,2	+0,060	0,070	0,010	0,1	+0,3	0,3560	0,0563
0,3	+0,075	0,090	0,015	0,2	+0,2	0,2752	0,0752
0,4	+0,080	0,100	0,020	0,3	+0,1	0,2065	0,1065
0,5	+0,075	0,100	0,025	0,4	0	0,1496	0,1496
0,6	+0,060	0,090	0,030	0,5	-0,1	0,1042	0,2042
0,7	+0,035	0,070	0,035	0,6	-0,2	0,0694	0,2694
0,8	0	0,0402	0,0402	0,7	-0,2	0,0443	0,3443
0,85	-0,0212	0,0277	0,0490	0,8	-0,4	0,0280	0,4280
0,9	-0,0450	0,0204	0,0654	0,9	-0,5	0,0193	0,5191
0,95	-0,0712	0,0171	0,0883	1,0	-0,6	0,0167	0,6167
1,00	-0,1000	0,0167	0,1167				

x/l	Изгибающие моменты			x/l	Поперечные силы		
	Влияние g	Влияние V			Влияние g	Влияние V	
		макс (+)	мин (-)			макс (+)	мин (-)
Второй пролёт				Второй пролёт			
1,05	-0,0762	0,0141	0,0903	1	+0,5	0,5833	0,0833
1,1	-0,0550	0,0151	0,0701	1,1	+0,4	0,4870	0,0870
1,15	-0,0362	0,0205	0,0568	1,2	+0,3	0,3991	0,0991
1,2	-0,0200	0,030	0,050	1,3	+0,2	0,3210	0,1210
1,3	+0,005	0,055	0,050	1,4	+0,1	0,2537	0,1537
1,4	+0,020	0,070	0,050	1,5	0,0	0,1979	0,1979
1,5	+0,025	0,075	0,050	Мно- житель	gl	VI	VI
Мно- жи- тель	gl^2	VI^2	VI^2	Опорные реакции: $A_{\max} = 0,40gl + 0,45VI$ $B_{\max} = 1,1 + 1,2VI$			

4 пролёта (5 опор)

Первый пролёт		+	-	Первый пролёт		+	-
0,1	+0,0343	0,0396	0,0054	0	+0,3929	0,4464	0,0535
0,2	+0,0586	0,0693	0,0107	0,1	+0,2929	0,3528	0,0599
0,3	+0,0729	0,0889	0,0161	0,2	+0,1929	0,2717	0,0788
0,4	+0,0771	0,0986	0,0214	0,3	+0,0929	0,2029	0,1101
0,5	+0,0714	0,0982	0,0268	0,393	0	0,1498	0,1498
0,6	+0,0557	0,0979	0,0321	0,4	-0,0071	0,1461	0,1533
0,7	+0,0300	0,0675	0,0375	0,5	-0,1071	0,1007	0,2079
0,786	0	0,0421	0,0421	0,6	-0,2071	0,0660	0,2731
0,8	-0,0057	0,0374	0,0431	0,7	-0,3071	0,0410	0,3481
0,85	-0,0273	0,0248	0,0522	0,8	-0,4071	0,0247	0,4319
0,9	-0,0514	0,0163	0,0677	0,9	-0,5071	0,0160	0,5231
0,95	-0,0780	0,0139	0,0920	1,0	-0,6071	0,0134	0,6205
1,0	-0,1071	0,0134	0,1205				
Второй пролёт				Второй пролёт			
1,05	-0,0816	0,0116	0,0932	1,0	+0,5357	0,6027	0,0670
1,1	-0,0586	0,0145	0,0721	1,1	+0,4357	0,5064	0,0707
1,15	-0,0380	0,0198	0,0578	1,2	+0,3357	0,4187	0,0830
1,2	-0,0200	0,0300	0,0500	1,3	+0,2357	0,3410	0,1053
1,266	0	0,0488	0,0488	1,4	+0,1357	0,2742	0,1385
1,3	+0,0086	0,0568	0,0482	1,5	+0,0357	0,2190	0,1833
1,4	+0,0271	0,0736	0,0464	1,536	0	0,2028	0,2028
1,5	+0,0357	0,0804	0,0446	1,6	-0,0643	0,1755	0,2398
1,6	+0,0343	0,0771	0,0429	1,7	-0,1643	0,1435	0,3078
1,7	+0,0229	0,0639	0,0411	1,8	-0,2643	0,1222	0,3865
1,8	+0,0014	0,0417	0,0403				

x/l	Изгибающие моменты			x/l	Поперечные силы		
	Влияние g	Влияние V			Влияние g	Влияние V	
		макс (+)	мин (-)			макс (+)	мин (-)
1,805	0	0,0409	0,0409				
1,85	-0,0130	0,0345	0,0475	1,9	-0,3643	0,1106	0,4749
1,9	-0,0300	0,0310	0,0610	2,0	-0,4643	0,1071	0,5714
1,95	-0,0495	0,0317	0,0812				
2,0	-0,0714	0,0357	0,1071				

Реакции опор:

$$A_{\text{макс}} = 0,3929gl + 0,4464Vl$$

$$B_{\text{макс}} = 1,1428gl + 1,2232 Vl$$

$$C_{\text{макс}} = 0,9286gl + 1,1428 Vl$$

5 пролётов (6 опор)

Первый пролёт		+	-	Первый пролёт		+	-
0,1	+0,0345	0,0397	0,0053	0	+0,3947	0,4474	0,0526
0,2	+0,0589	0,0695	0,0105	0,1	+0,2947	0,3537	0,0590
0,3	+0,0734	0,0892	0,0158	0,2	+0,1947	0,2726	0,0779
0,4	+0,0779	0,0989	0,0211	0,3	+0,0947	0,2039	0,1091
0,5	+0,0724	0,0987	0,0263	0,4	-0,0053	0,1471	0,1524
0,6	+0,0568	0,0884	0,0316	0,5	-0,1053	0,1017	0,2069
0,7	+0,0313	0,0682	0,0368	0,6	-0,2053	0,0669	0,2722
0,8	-0,0042	0,0381	0,0423	0,7	-0,3053	0,0419	0,3472
0,9	-0,0497	0,0183	0,0680	0,8	-0,4053	0,0259	0,4309
0,95	-0,0775	-	0,0938	0,9	-0,5053	0,0169	0,5222
1,0	-0,1053	0,0144	0,1196	1,0	-0,6053	0,0144	0,6196
Второй пролёт				Второй пролёт			
1,05	-0,0815	-	0,0937	1,0	+0,5263	0,5981	0,0718
1,1	-0,0576	0,0140	0,0717	1,1	+0,4263	0,5018	0,0755
1,2	-0,0200	0,0300	0,0500	1,2	+0,3263	0,4141	0,0878
1,3	-0,0076	0,0563	0,0487	1,3	+0,2263	0,3364	0,1101
1,4	+0,0253	0,0726	0,0474	1,4	+0,1263	0,2697	0,1434
1,5	+0,0329	0,0789	0,0461	1,5	+0,0263	0,2146	0,1882
1,6	+0,0305	0,0753	0,0447	1,6	-0,0737	0,1711	0,2448
1,7	+0,0182	0,0616	0,0434	1,7	-0,1737	0,1391	0,3128
1,8	-0,0042	0,0389	0,0432	1,8	-0,2737	0,1179	0,3916
1,9	-0,0366	0,0280	0,0646	1,9	-0,3737	0,1063	0,4800
1,95	-0,0578	-	0,0879	2,0	-0,4737	0,1029	0,5766
2,0	-0,0799	0,0323	0,1112				
Третий пролёт				Третий пролёт			
2,05	-0,0564	-	0,0873	2,0	+0,5000	0,5907	0,0909
2,1	-0,0339	0,0293	0,0633	2,1	+0,4000	0,4944	0,0944
2,2	+0,0011	0,0416	0,0405	2,2	+0,3000	0,4063	0,1063
2,3	+0,0261	0,0655	0,0395	2,3	+0,2000	0,3279	0,1279
2,4	+0,0411	0,0805	0,0395	2,4	+0,1000	0,2604	0,1604
2,5	+0,0461	0,0855	0,0395	2,5	0	0,2045	0,2045

Реакции опор:

$$A_{\text{макс}} = 0,3947gl + 0,4474Vl$$

$$B_{\text{макс}} = 1,1316gl + 1,2177Vl$$

$$C_{\text{макс}} = 0,9737gl + 1,1675Vl$$

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчётная площадь поперечного стержня, мм ² , при числе стержней										Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов			Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A240	A300	B500	
1											11	12	13	14	15
2											0,052	-	-	+	-
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	70,7	0,092	-	-	+	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	125,6	0,144	-	-	+	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	196,3	0,222	+	-	+	6,75
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	282	0,395	+	-	+	9,0
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	503	0,617	+	+	+	11,3
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	785	0,888	+	+	+	13,5
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	1131	1,208	+	+	-	15,5
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1539	1,578	+	+	-	18
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	2011	1,998	+	+	-	20
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2545	2,466	+	+	-	22
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	3142	2,984	+	+	-	24
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	3801	3,84	+	+	-	27
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	4909	4,83	+	+	-	30,5
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	6158	6,31	+	+	-	34,5
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	8043	7,99	+	+	-	39,5
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	10179		+	+	-	

1											11	12	13	14	15
2											9,865	+	+	-	43,5
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	12566	12,49	-	+	-	49
45	1590,4	3181	4771	6362	7952	9542	11133	12723	14313	15904	15,41	-	+	-	54
50	1963,5	3927	5891	7854	9818	11781	13745	15708	17672	19635	18,65	-	+	-	59
55	2376	4752	7128	9504	11880	14256	16632	19008	21384	23760	22,19	-	+	-	64
60	2827	5654	8481	11308	14135	16962	19789	22616	25443	28270	30,46	-	+	-	74,0
70	3848	7696	11544	15392	19240	23088	26936	30784	34632	38480		-	+	-	

Примечания: 1. Номинальный диаметр стержней для арматурных стержней периодического профиля соответствует номинальному диаметру равноветных по площади поперечного сечения стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781-82.

2. Знак «+» означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

**Соотношения между диаметрами стержней и минимальные расстояния между стержнями
в сварных сетках и каркасах при контактной точечной сварке**

Показатели	Значения показателей																
	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Диаметр стержня одного направления, мм	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	3	4	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	-	-	-	30	30	30	40	40	40	40	40	50	50	60	70	80	80

Ведомость расхода стали, кг

Марка элемента	Изделия Арматурные										Изделия закладные		Всего
	Арматура класса										Прокат марки		
	А-240				А-400			В-500			С235		
	ГОСТ 5254-2006				ГОСТ 5254-2006			ГОСТ 5254-2006			ГОСТ 8509-93		
	φ14	φ10	φ14	Итого	φ28	φ32	Итого	φ4	φ5	Итого	Уголок 70x70x6		
<i>П-1</i>	1.16	19.89	6.76	27.82	19.89	6.76	27.82	6.76	18.80	18.80	3,05		77,49

Спецификация арматуры на элемент

Поз	Обозначение	Наименование	Кол	Примечани
	П-1	Плита перекрытия		
		<u>Сборочные единицы</u>		
	С-1	Сетка сварная	1	
	С-2	Сетка сварная	2	
	С-3	Сетка сварная	2	
	Кр-1	Каркас плоский	2	
	Кр-2	Каркас плоский	2	
		<u>Детали</u>		
1		φ 20 А400 l=5650 ГОСТ 5254-2006	2	10.16
2		φ10 А400 l=5650 ГОСТ 5254-2006	2	5.55
3		φ10 А400 l=390 ГОСТ 5254-2006	30	6.86
4		φ 6 А240 l=5650 ГОСТ 5254-2006	7	0.99
5		φ 8 А400 l=1240 ГОСТ 5254-2006	56	1.73
6		φ 6 А240 l=5650 ГОСТ 5254-2006	3	0.15
7		φ 8 А400 l= 440 ГОСТ 5254-2006	112	0.49
8		φ 6 А240 l=1240 ГОСТ 5254-2006	1	0.15
9		φ 4 В500 l=1240 ГОСТ 5254-2006	1	0.49
10		φ 4 В500 l= 350 ГОСТ 5254-2006	7	0.49
11	Петля монтажная	φ 8 А240 l=1400 ГОСТ 5254-2006	4	1.16
12	Уголок	└70x70x6 l= 110 ГОСТ 8509-93	4	3,77
		<u>Материалы</u>		
		Бетон В30	0.9	МЗ

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} R_b b'_f h_0^2}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi$$

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s}$$