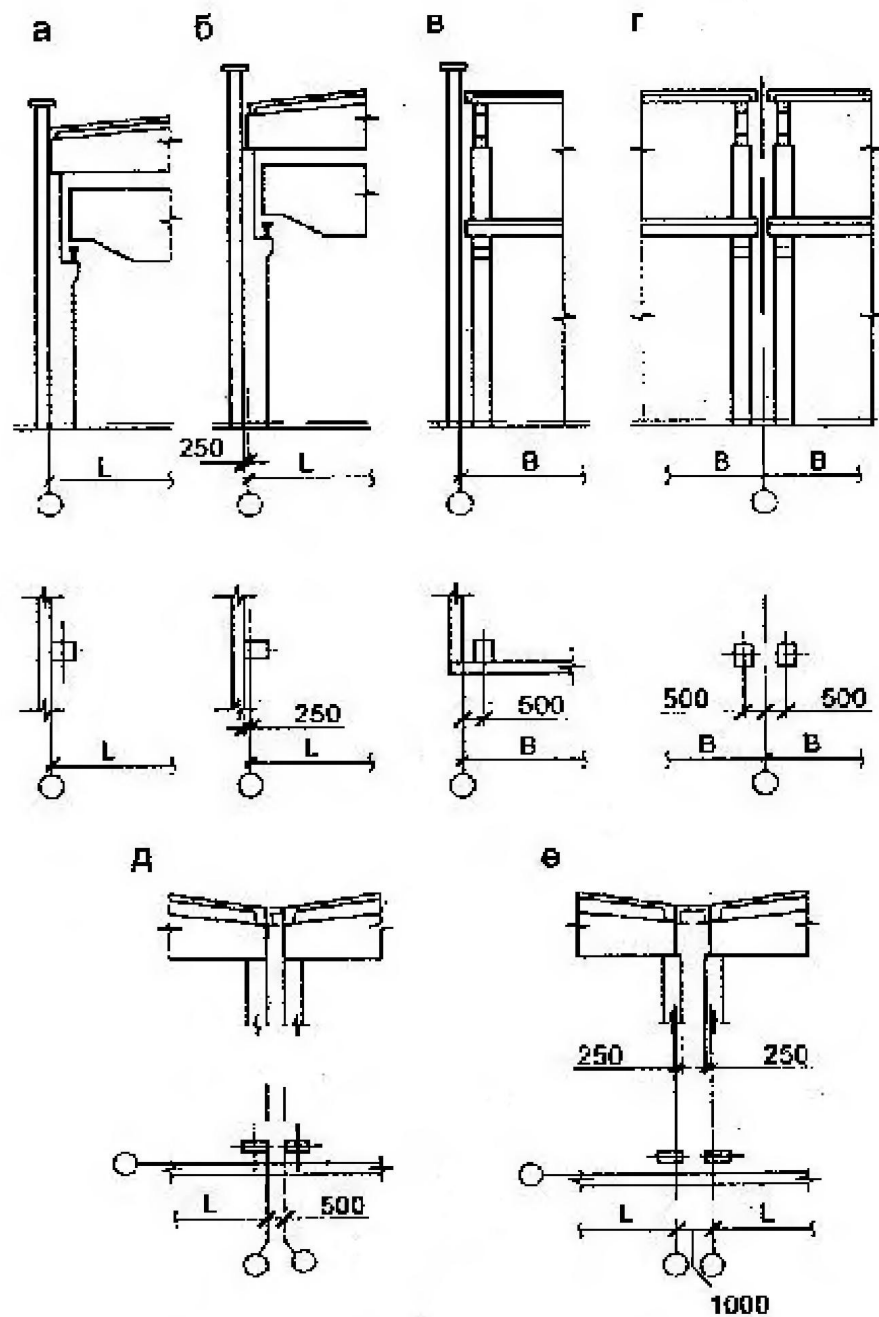
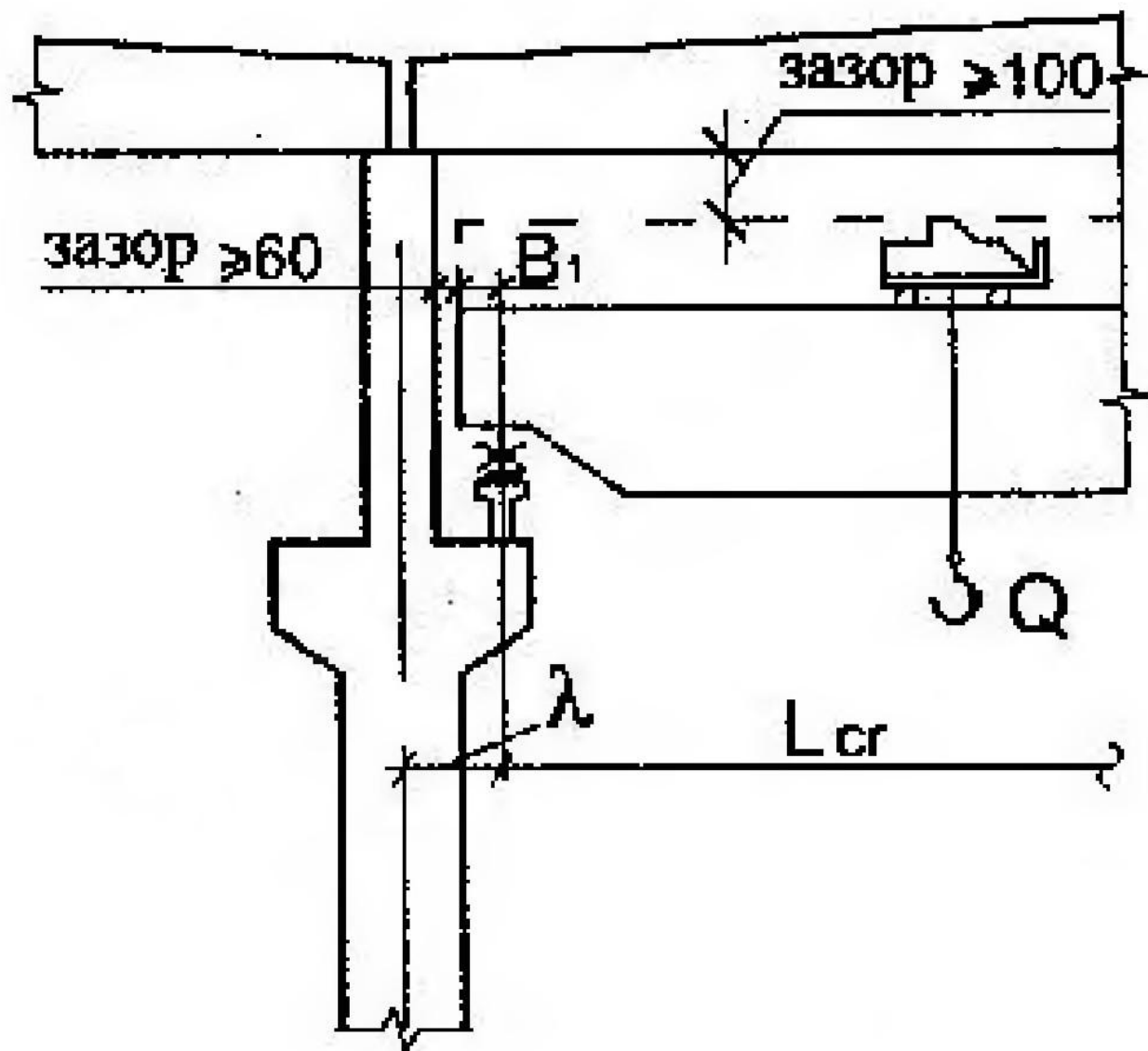


Конструктивная схема одноэтажного производственного здания:
 1 – колонна; 2 – стена; 3 – ригель рамы; 4 – покрытие; 5 – вертикальные связи по фермам; 6 – распорки; 7 – вертикальные связи по колоннам



Типы привязок к разбивочным осям



Габариты мостового крана

длина подкрановой части $H_2 = H_r - h_r - h_{cb} + a_2;$

то же, надкрановой части $H_1 = H_{cr} + h_r + h_{cb} + a_1;$

общая длина колонны (без учета заделки в стакан фундамента)

$$H = H_2 + H_1,$$

где H_{cr} – высота крана (по стандарту на мостовые краны);

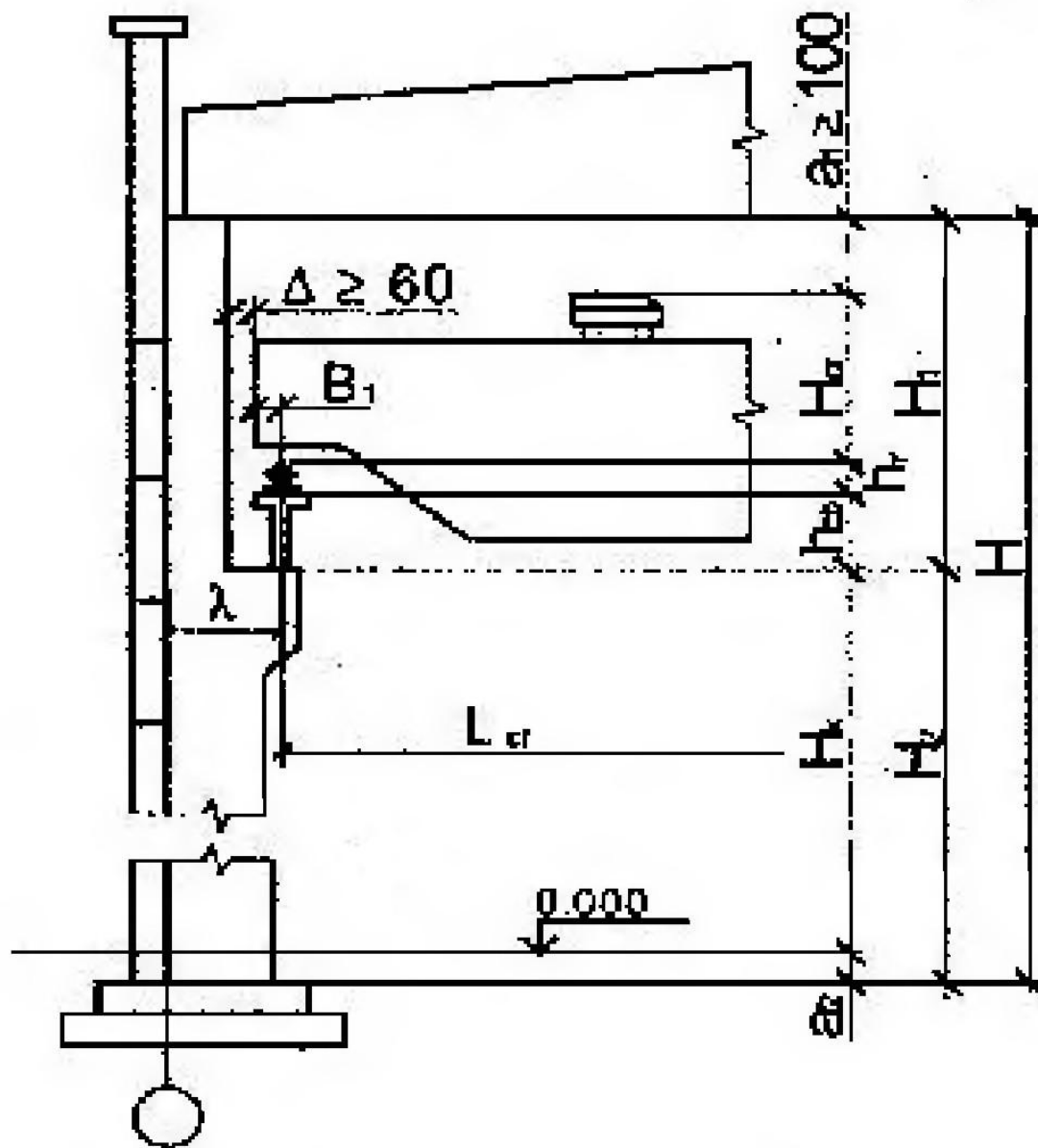
h_{cb} – высота сборной железобетонной подкрановой балки, равная 1,0 м при шаге колонн 6 м и 1,4 м при шаге 12 м;

h_r – высота кранового рельса с подкладками, равная 0,15 м.

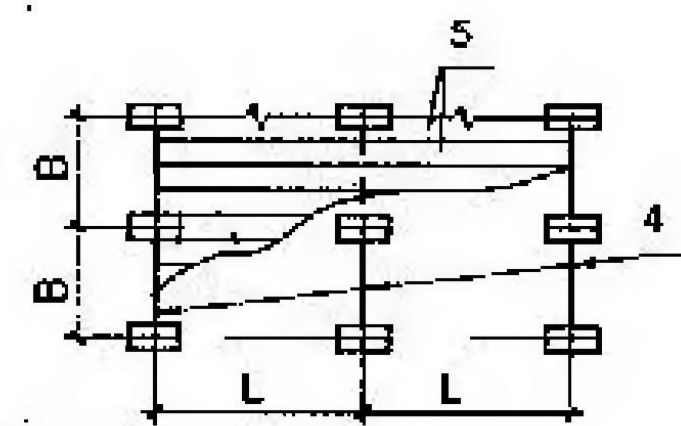
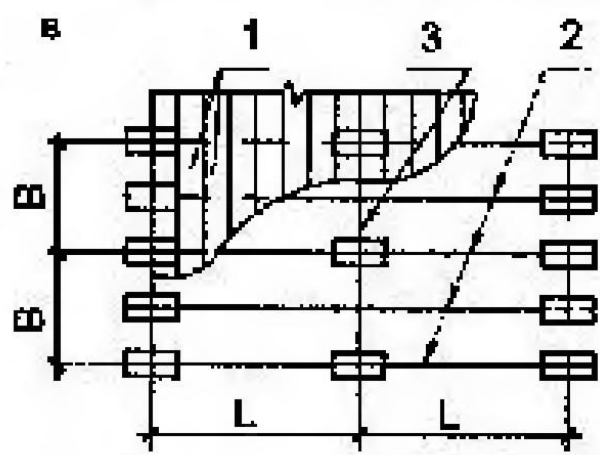
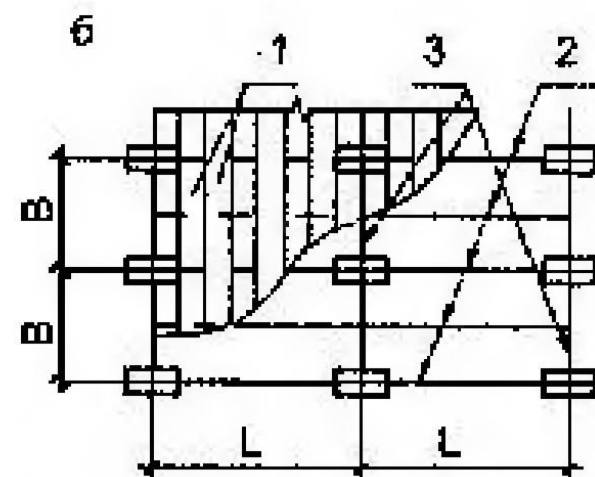
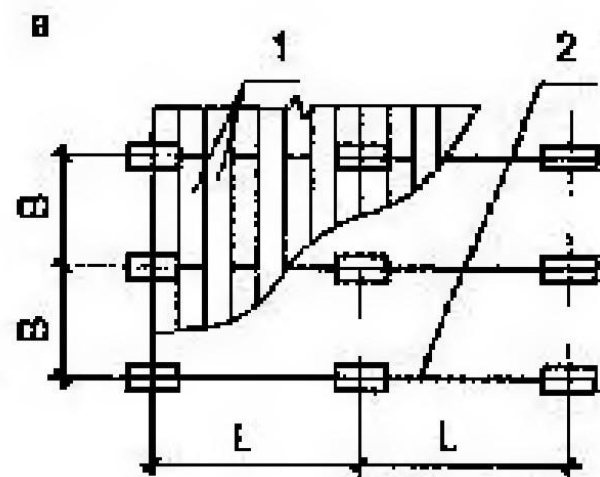
$a_2 = 0,15$ м – расстояние от уровня пола до обреза фундамента;

$a_1 \geq 200$ мм – зазор между нижней гранью стропильной конструкции и тележкой крана.

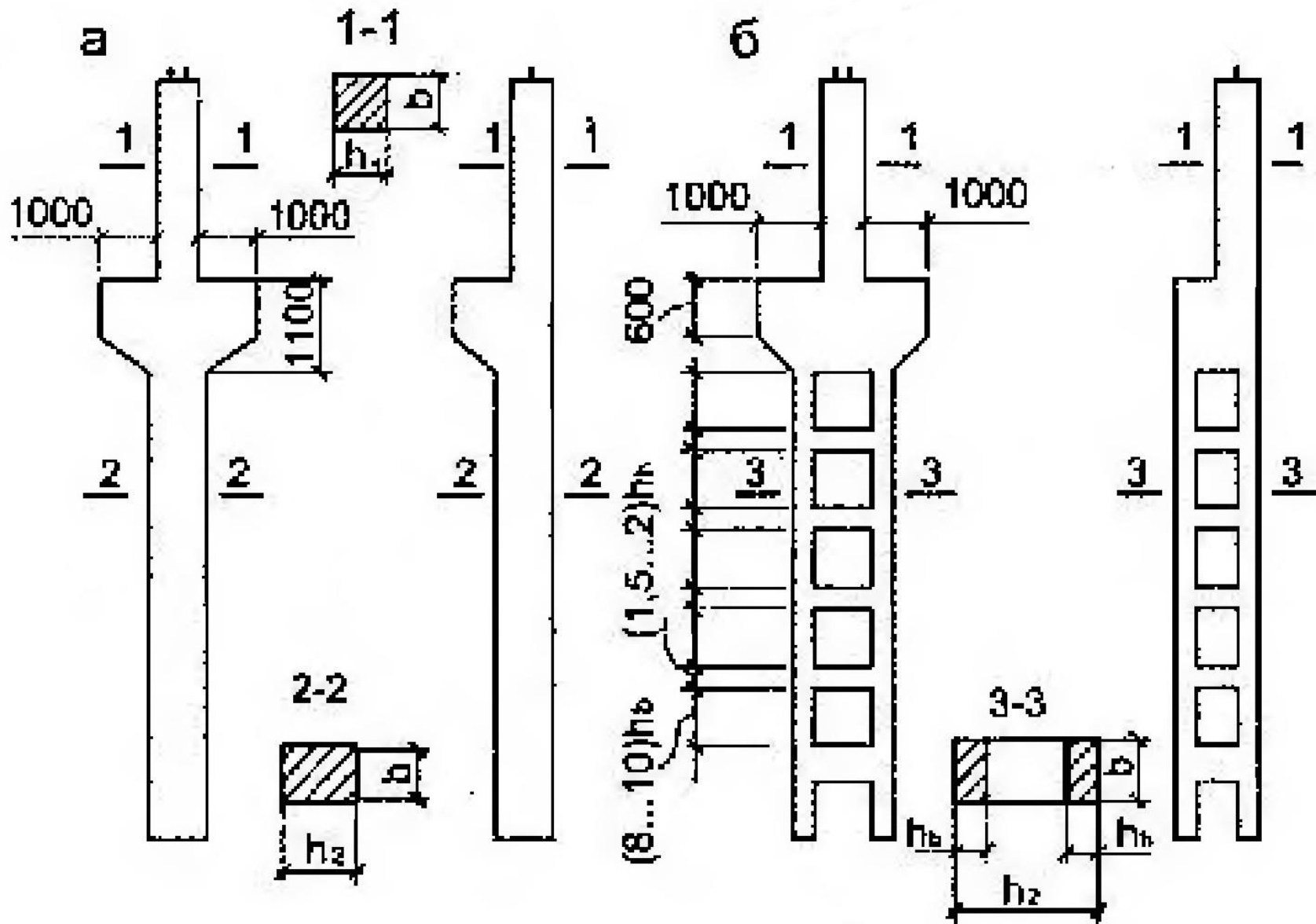
Окончательно полную высоту колонны H необходимо назначать так, чтобы отметка верха колонны была бы кратной 0,6 м.



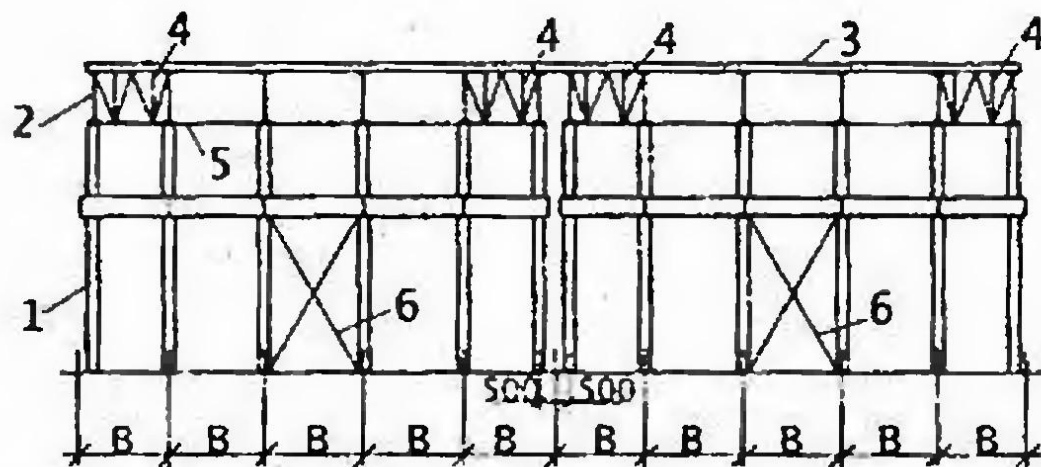
К компоновке поперечной рамы



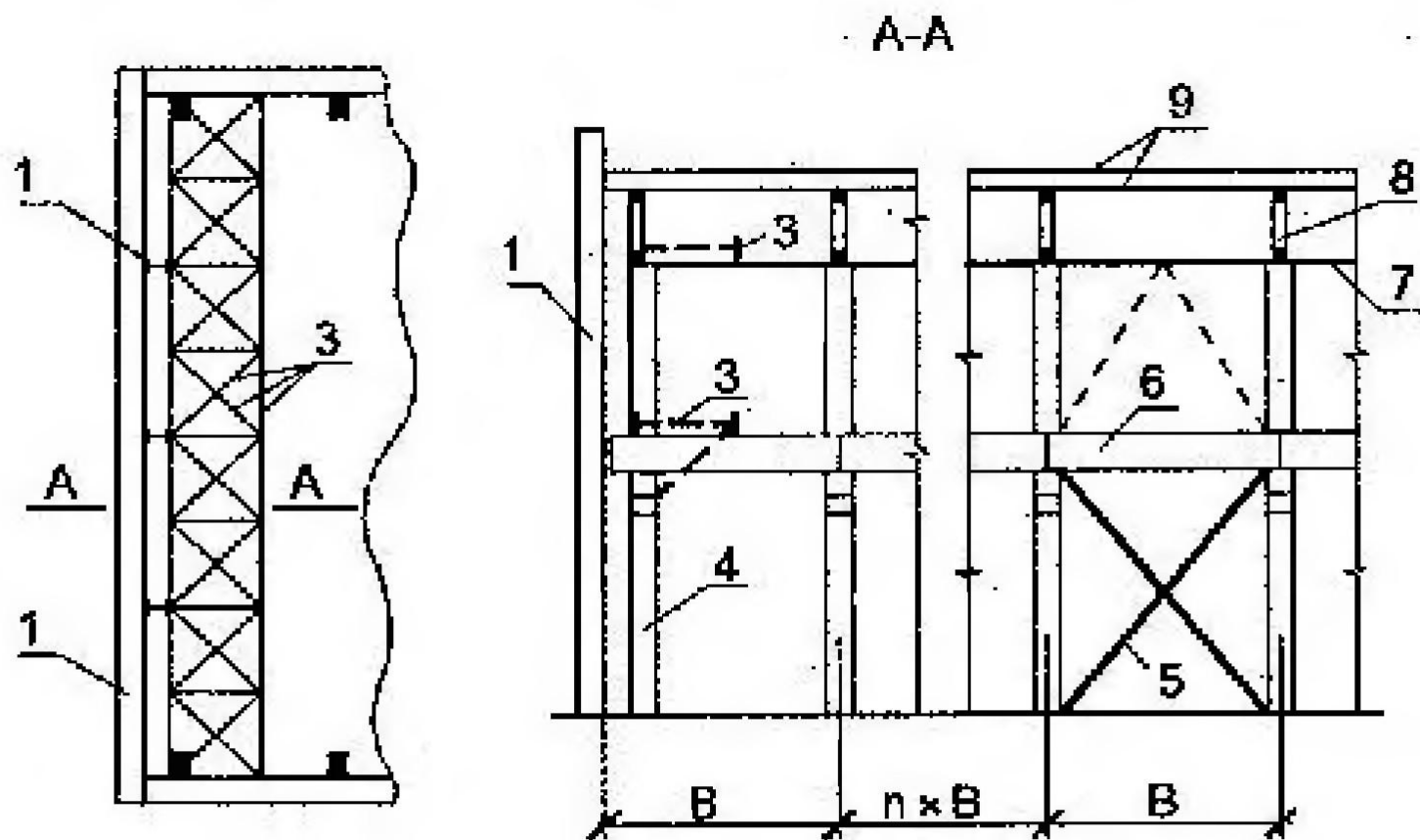
Варианты балочных схем покрытий: 1 - плиты покрытия; 2 - стропильные конструкции; 3 - подстропильные конструкции; 4 - продольные стропильные конструкции; 5 - крупноразмерные плиты покрытия "на пролет"



Типы колонн одноэтажных промышленных зданий



Виды связей в одноэтажных промышленных зданиях: 1 – колонна; 2 – ригель; 3 – диск покрытия; 4 – вертикальные связи-фермы; 5 – распорки; 6 – вертикальные связи по колоннам



Горизонтальные связи: 1 – торцевая стена; 2 – фахверковая колонна;
 3 – горизонтальные связи; 4 – колонна; 5 – вертикальные связи по колоннам; 6 – под-
 крановые балки; 7 – распорки; 8 – ригель; 9 – диск покрытия

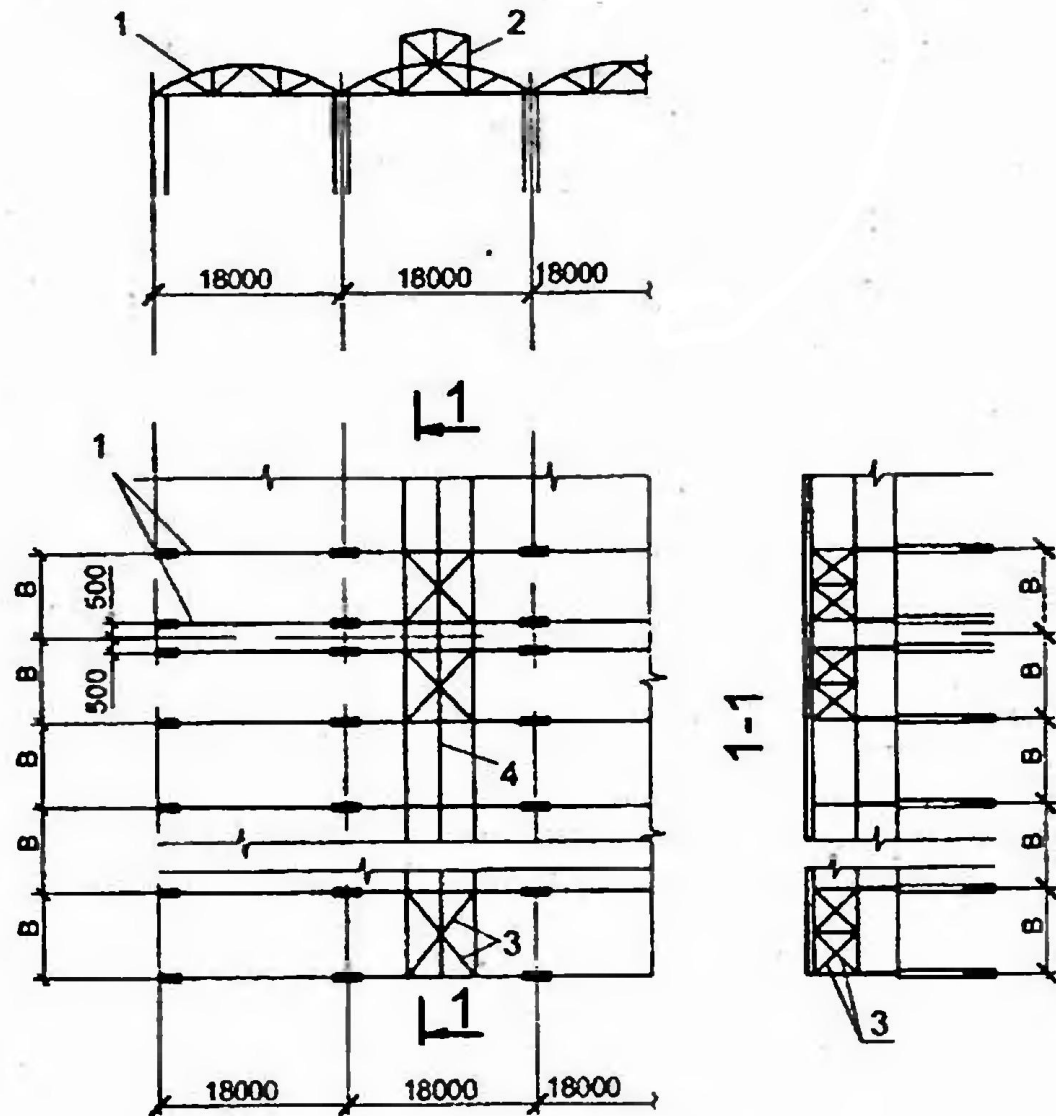
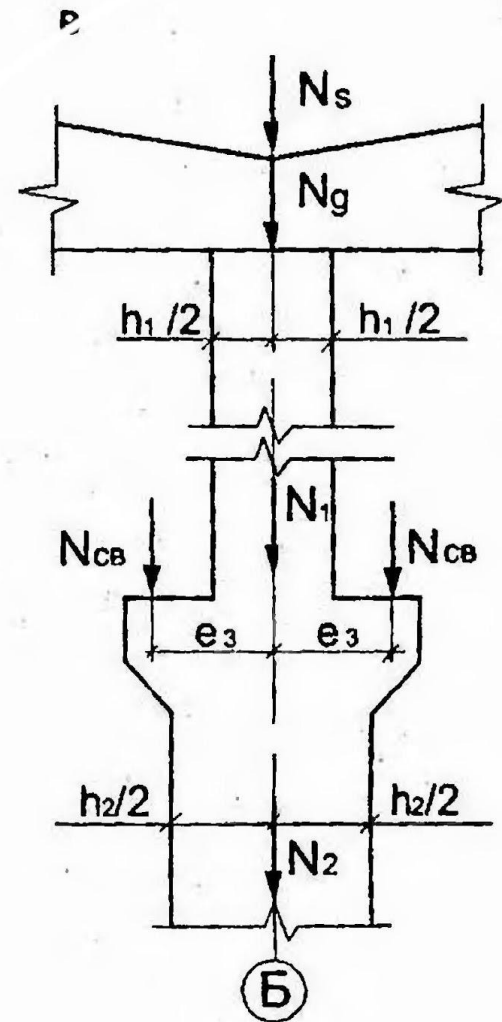
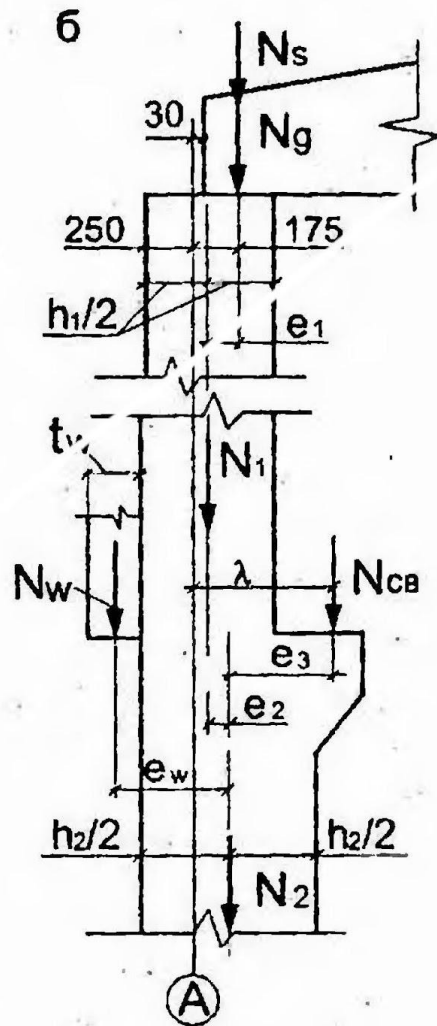
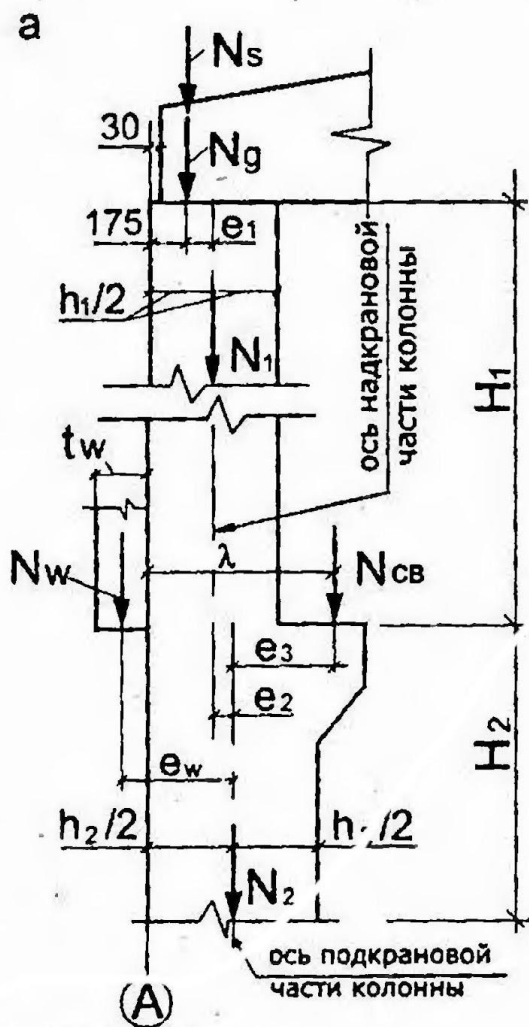


Схема связей покрытия при наличии фонаря: 1 – ригель покрытия; 2 – светоаэрационный фонарь; 3 – горизонтальные крестовые связи; 4 – распорки по оси фонаря; 5 – вертикальные связи в плоскости остекления фонаря



◆ *Постоянная нагрузка* от массы покрытия передается на колонны как вертикальное опорное давление ригеля и при разных пролетах рамы составляет:

– для крайней колонны $N_g = gBL_1/2 + G_1/2$;

– для средней колонны $N_g = gB(L_1 + L_2)/2 + (G_1 + G_2)/2$,

где g – расчетная нагрузка от веса кровли и плит покрытия, кПа;

B – шаг поперечных рам, м; L_1, L_2 – длины смежных пролетов рамы, м;
 G_1, G_2 – вес ригелей смежных пролетов, кН.

Давление N_g приложено по оси опоры ригеля и передается на крайнюю колонну с эксцентриситетом:

в надкрановой части

$$e_1 = h_1/2 - 175 \quad \text{– при нулевой привязке}$$

$$e_1 = 425 - h_1/2 \quad \text{– при привязке 250 мм}$$

в подкрановой части

$$e_2 = (h_2 - h_1)/2,$$

где h_1 и h_2 – высота поперечного сечения соответственно надкрановой и подкрановой частей крайней колонны, мм.

От внецентренного приложения давления N_g в сечениях надкрановой и подкрановой частей колонны возникают соответственно изгибающие моменты $M_1 = N_g \cdot e_1$ и $M_2 = N_g \cdot e_2$. Для средней колонны эксцентриситеты e_1 и e_2 можно принять равными нулю

Расчетная нагрузка от веса надкрановой части колонны

$$N_1 = bh_1 H_1 \gamma \gamma_f \gamma_n$$

действует относительно оси подкрановой части колонны крайнего ряда с эксцентриситетом $e_2 = (h_2 - h_1) / 2$; для колонны среднего ряда эксцентриситет $e_2 = 0$. Расчетная нагрузка N_2 от веса подкрановой части подсчитывается аналогично в зависимости от типа колонны (сплошная или сквозная) и считается приложенной по оси подкрановой части колонны.

Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления участка стены выше крановой консоли

$$N_w = (g_1 \Sigma h_p + g_2 \Sigma h_w) B \gamma_f \gamma_n,$$

где g_1 и g_2 – нормативные нагрузки соответственно от веса стеновых панелей и остекления, кПа;

Σh_p – суммарная высота стеновых панелей, расположенных выше отметки крановой консоли, м;

Σh_w – то же, остекления на том же участке стены, м.

Эта нагрузка условно считается сосредоточенной и приложенной в уровне отметки крановой консоли с эксцентриситетом относительно оси подкрановой части колонны

$$e_w = (t_w + h_2') / 2.$$

Нагрузка от веса стеновых панелей и остекления на участке стены ниже крановой консоли подсчитывается точно так же. Принято считать, что эта нагрузка полностью передается на фундаментную балку.

Нагрузка от веса подкрановой балки и крановых путей N_{cb} передается на подкрановую часть колонны с эксцентриситетом:

– для колонны крайнего ряда

$$e_3 = \lambda - h_2 / 2 \quad \text{– при “нулевой” привязке;}$$

$$e_3 = 250 + \lambda - h_2 / 2 \quad \text{– при привязке “250”};$$

– для колонны среднего ряда $e_3 = \pm \lambda$,

где $\lambda = 750$ мм при грузоподъемности кранов $Q \leq 50$ т – привязка оси подкрановой балки к оси продольного ряда

◆ **Расчетная снеговая распределенная нагрузка на покрытие**

$$s = s_0 \mu \gamma_f \gamma_n,$$

где s_0 – нормативный вес снегового покрова, кПа,

μ – коэффициент, зависящий от профиля кровли

для расчета поперечных рам допускается принимать $\mu = 1$;

$\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности для снеговой нагрузки;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению здания.

Продольные силы в колоннах от снеговой нагрузки:

$$N_s = sBL_1 / 2 \quad \text{– для крайней колонны;}$$

$$N_s = sB(L_1 + L_2) / 2 \quad \text{– для средней колонны.}$$

Эксцентриситеты приложения этих продольных сил такие же, как и для продольных сил N_g от массы покрытия.

♦ **Расчетная ветровая распределенная нагрузка, нормальная к поверхности сооружения:**

$$w = w_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f \gamma_n,$$

где w_0 – нормативное давление ветра, кПа, по табл. 5 [2] в зависимости от ветрового района;

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте сооружения ($k = 0,75$ при $H \leq 5$ м; $k = 1$ при $H = 10$ м; $k = 1,25$ при $H = 20$ м; $k = 1,5$ при $H = 40$ м) и тип местности (открытая или застроенная) по табл. 6 [2];

c – аэродинамический коэффициент по прил. 4 [2]; для вертикальных поверхностей $c_1 = 0,8$ при активном давлении ветра (напоре) и $c_2 = 0,4 \dots 0,6$ при пассивном давлении (отсосе);

$\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности для ветровой нагрузки.

♦ **Расчетная ветровая распределенная нагрузка, нормальная к поверхности сооружения:**

$$w = w_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f \gamma_n,$$

где w_0 – нормативное давление ветра, кПа, по табл. 5 [2] в зависимости от ветрового района;

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте сооружения ($k = 0,75$ при $H \leq 5$ м; $k = 1$ при $H = 10$ м; $k = 1,25$ при $H = 20$ м; $k = 1,5$ при $H = 40$ м) и тип местности (открытая или застроенная) по табл. 6 [2];

c – аэродинамический коэффициент по прил. 4 [2]; для вертикальных поверхностей $c_1 = 0,8$ при активном давлении ветра (напоре) и $c_2 = 0,4 \dots 0,6$ при пассивном давлении (отсосе);

$\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности для ветровой нагрузки.

Нормативная нагрузка от веса плит покрытия

Тип плиты	Номинальные размеры в плане, мхм	Район по снеговой нагрузке	Нагрузка, кПа
Ребристые типа П	3 × 6	Все районы	1,57
	1,5 × 6	– “ –	1,75
	3 × 12	I – II	1,7
		III – IV	2,05
	1,5 × 12	Все районы	3,0
Ребристые малоуклонные	3 × 18	– “ –	2,25
	3 × 24	– “ –	2,65
Сводчатые типа КЖС	3 × 18	– “ –	2,0
	3 × 24	– “ –	2,25

Примечания: 1. Нагрузка приведена с учетом заливки швов.

2. Плиты 1,5×6 и 1,5×12 м применяются, как правило, в качестве доборных

Нормативная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления

Наименование элемента	Характеристика здания	Длина элемента, м	Нагрузка, кПа
Стеновые панели	Отапливаемое	6	1,8...2,8
		12	2,2...3,2
	Неотапливаемое	6	1,7
		12	2,15
Остекление	—	—	0,4...0,5

Величины $P_{n, \max}$, вес моста крана G и вес тележки G_T принимаются по справочным данным, а давление $P_{n, \min}$ можно найти из равенства

$$2P_{n, \max} + 2P_{n, \min} = Q + G + G_T.$$

Расчетную вертикальную нагрузку на колонну обычно принимают от двух сближенных кранов в пролете и вычисляют по линиям влияния опорных реакций подкрановых балок, располагая одно колесо непосредственно на опоре

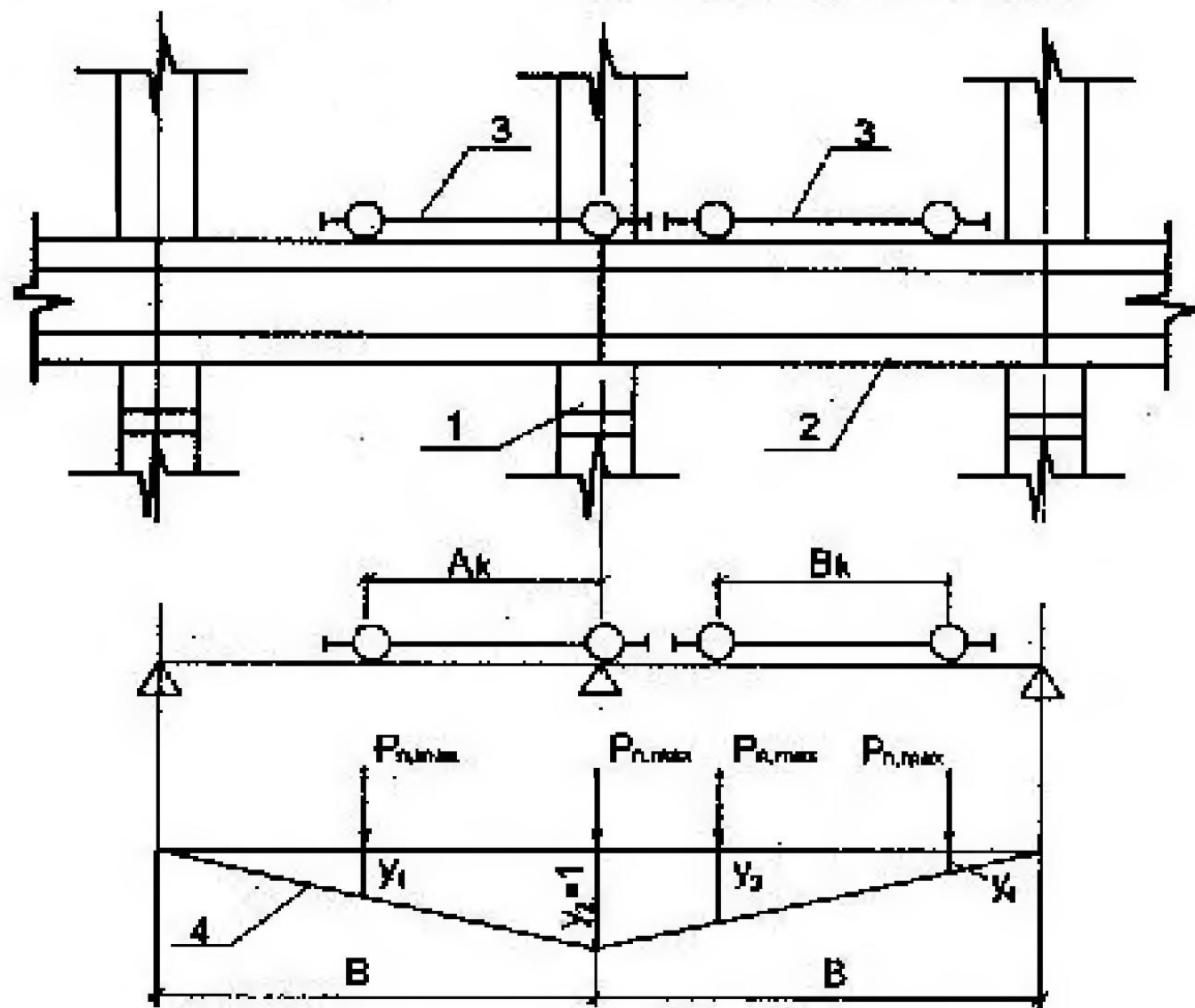
$$D_{\max} = \psi \gamma_f \gamma_n \cdot P_{n, \max} \cdot \Sigma y,$$

где $\Sigma y = 1 + y_1 + y_2 + y_3$ — максимально возможная сумма ординат линии влияния;

$\psi = 0,85$ — коэффициент сочетаний для групп режимов работы кранов 1К — 6К;

$\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке;

γ_n — коэффициент надежности по назначению здания.



Линия влияния опорной реакции полкрановой балки: 1 – колонна; 2 – подкрановая балка; 3 – сближенные краны; 4 – линия влияния

На среднюю колонну могут одновременно действовать четыре крана (по две в смежных пролетах). Вертикальное давление от них определяется так же, но с коэффициентом сочетаний $\psi = 0,7$.

Вертикальные крановые нагрузки создают моменты:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e_3; \quad M_{min} = D_{min} \cdot e_3.$$

При торможении тележки с грузом возникает горизонтальная поперечная нагрузка (в дальнейшем – тормозная сила) T_h , которая передается на один путь и распределяется между двумя колесами крана поровну. Тормозная сила на одно колесо принимается:

– при гибком подвесе груза $T_h = \frac{Q + G_T}{40}$;

– при жестком подвесе груза $T_h = \frac{Q + G_T}{20}$.

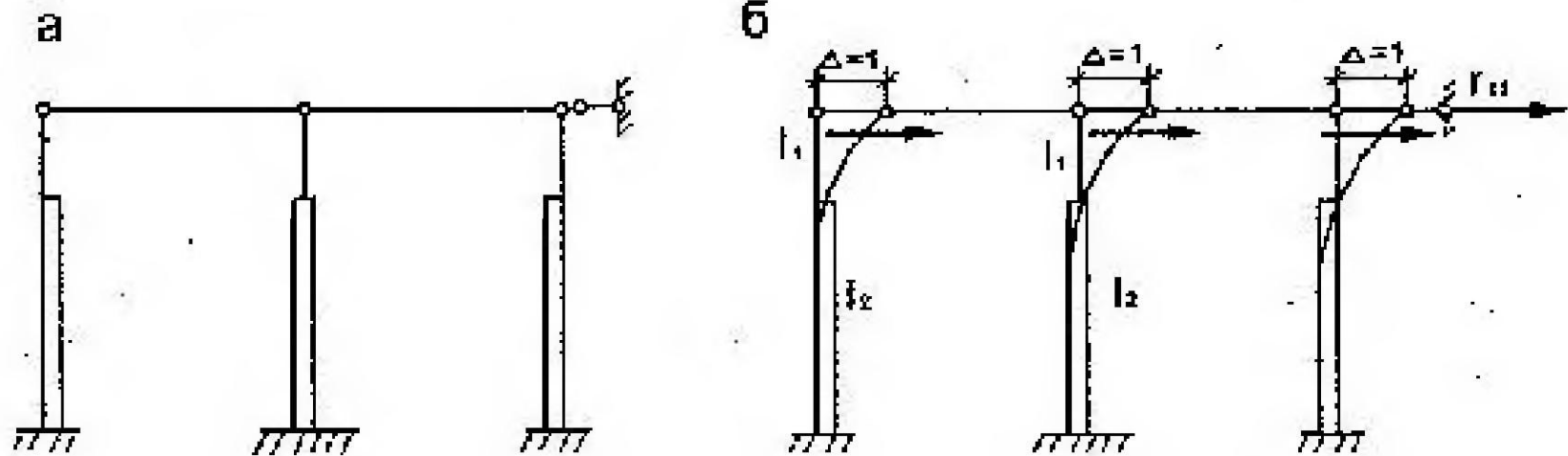
Расчетная тормозная сила на колонну определяется по тем же линиям влияния не более чем от 2-х сближенных кранов в одном пролете или створе

$$T = T_h \cdot \Sigma y \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$$

и считается приложенной в уровне верха подкрановой балки; направление действия силы T может быть как внутрь, так и наружу пролета.

Выбор метода и последовательность статического расчета поперечной рамы

Для рам с горизонтальными ригелями в одном уровне и шарнирном сопряжении ригелей с колоннами наиболее удобным является метод перемещений, т.к. в этом случае имеется лишь одно неизвестное – горизонтальное смещение Δ_1 верха колонн. Основную систему получают введением дополнительной связи по направлению этого смещения (рис. 2.3, а).



Основная система по методу перемещений

Расчет рамы по данному методу сводится к определению упругих реакций V_e верха колонн от горизонтального смещения Δ_1 при раздельном последовательном нагружении внешней нагрузкой (т.е. с использованием принципа независимости действия сил) и последующему определению усилий M, N, Q в сечениях колонн.

Составляют таблицу расчетных усилий M , N , Q и для вышеуказанных сечений определяют расчетные сочетания усилий (основные или особые).

Согласно [2] основное сочетание нагрузок (усилий) составляется в двух вариантах, соответствующих различным значениям коэффициента условий работы бетона γ_{b2} :

I вариант

постоянная + одна временная (наиболее существенная); коэффициент сочетаний для временной нагрузки не вводится;

II вариант

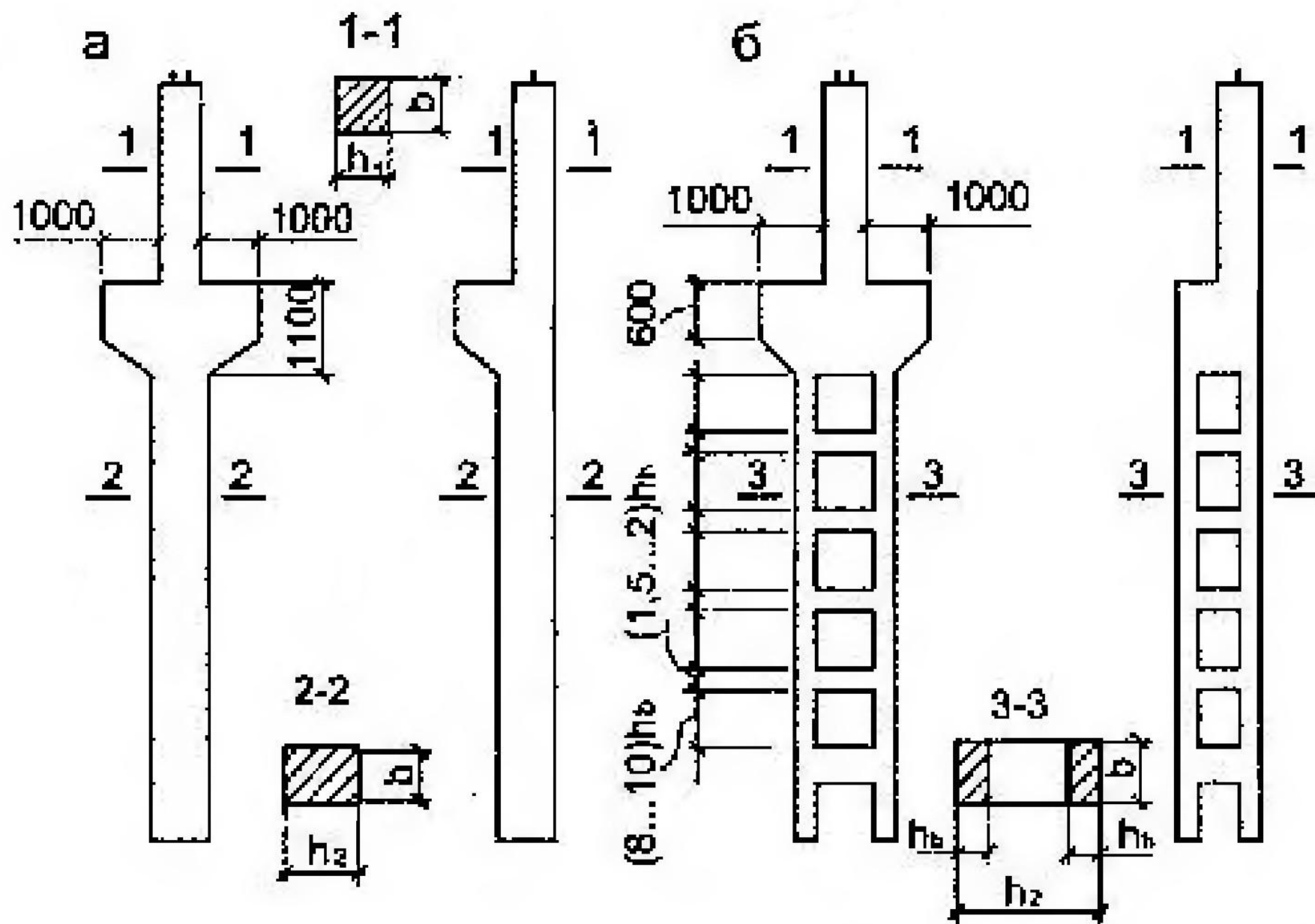
постоянная + временная длительная + две и более кратковременных нагрузок; коэффициент сочетаний для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$, для кратковременных $\psi_2 = 0,9$.

Для каждого сечения колонны устанавливают не менее трех наиболее невыгодных комбинаций расчетных усилий:

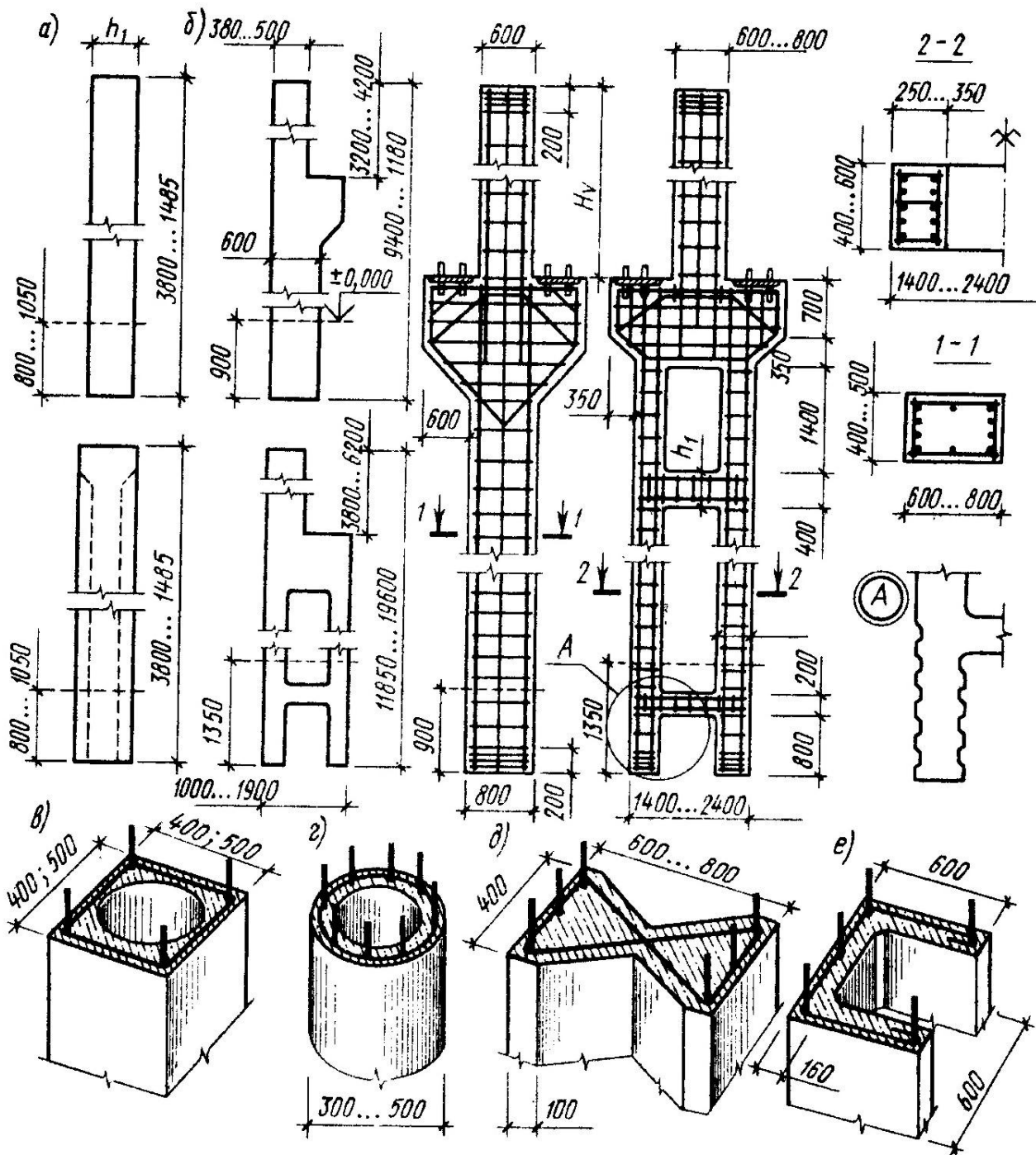
– наибольший положительный момент M_{max} и соответствующие ему продольная N и поперечная Q силы;

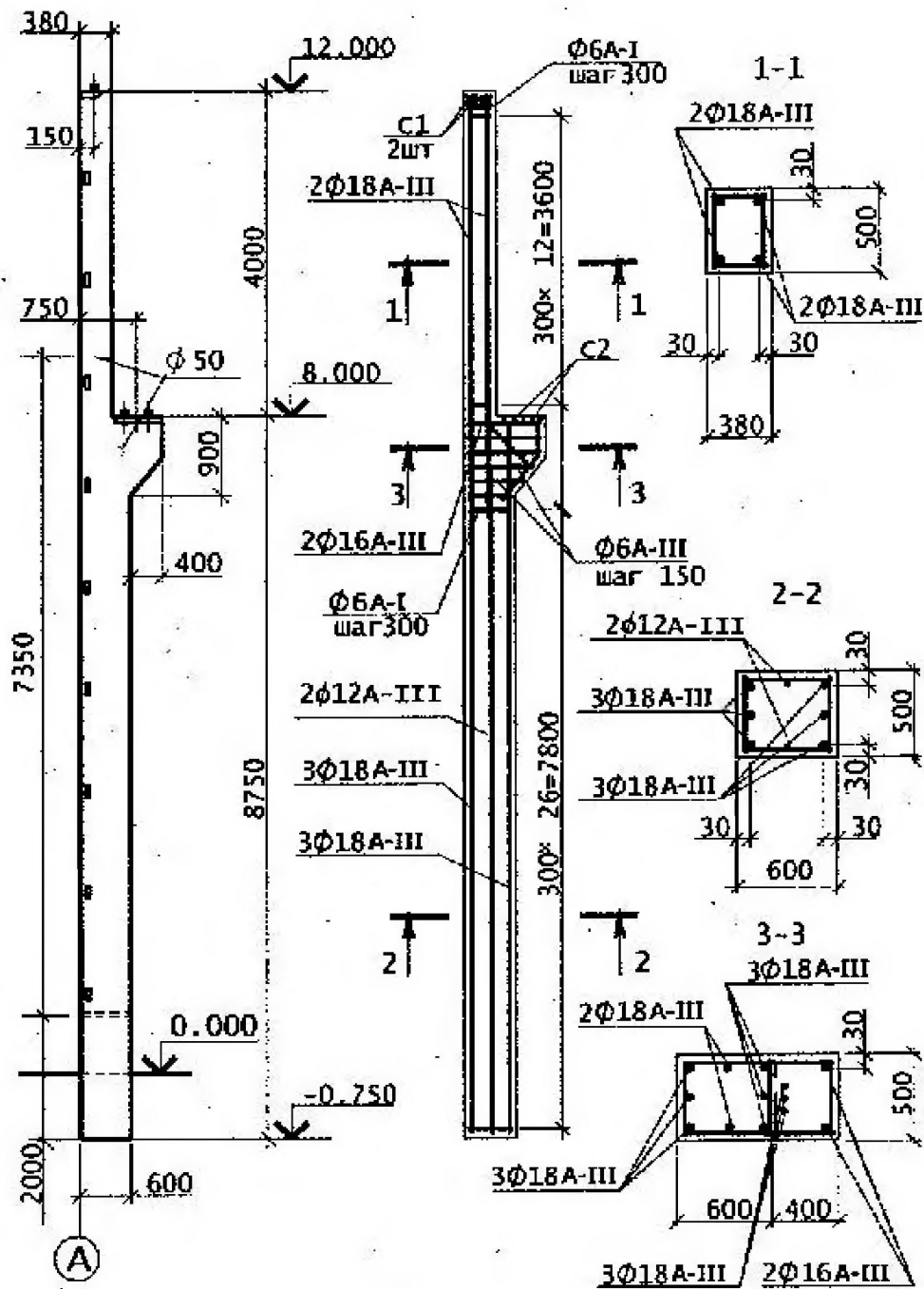
– наибольший по абсолютной величине отрицательный момент M_{min} и соответствующие ему N и Q ;

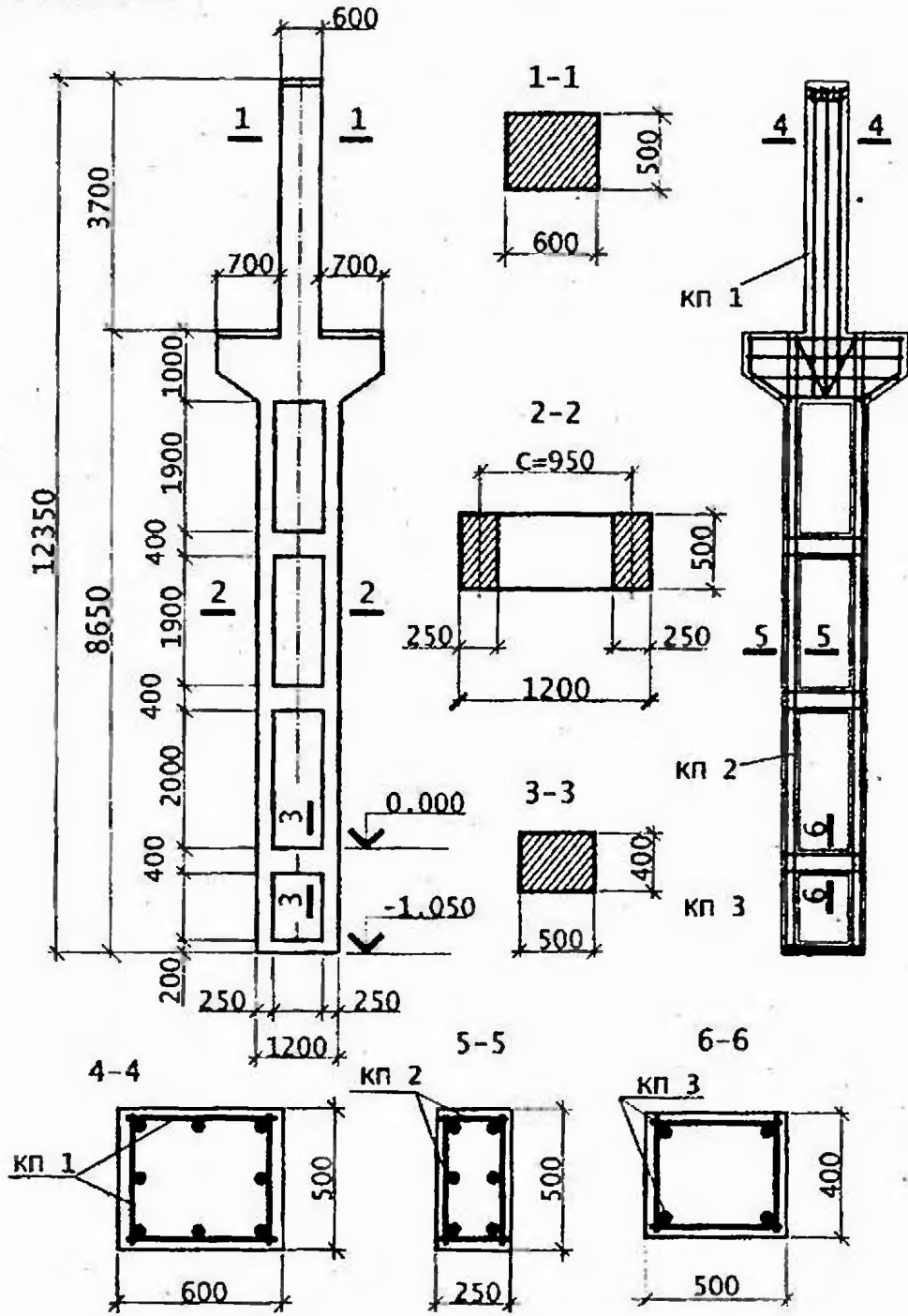
– наибольшая продольная сила N_{max} и соответствующие ей значения M и Q .

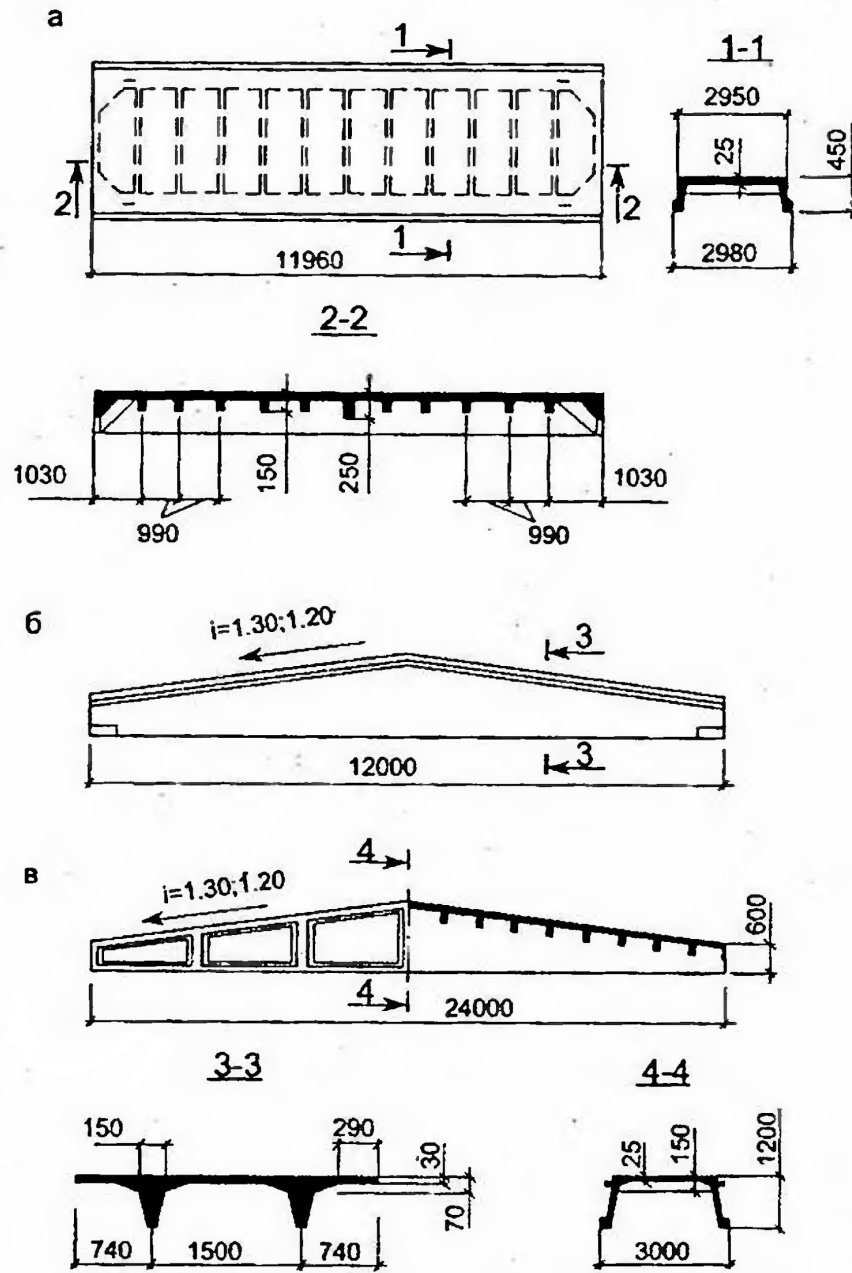


Типы колонн одноэтажных промышленных зданий

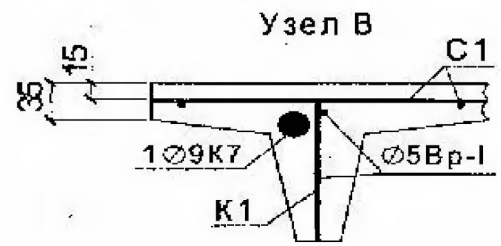
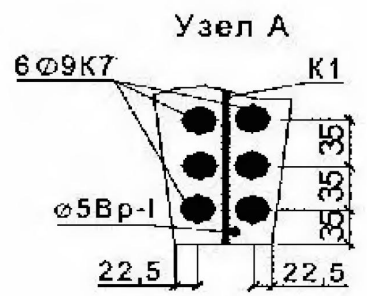
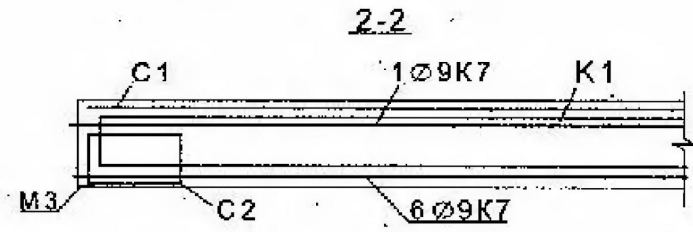
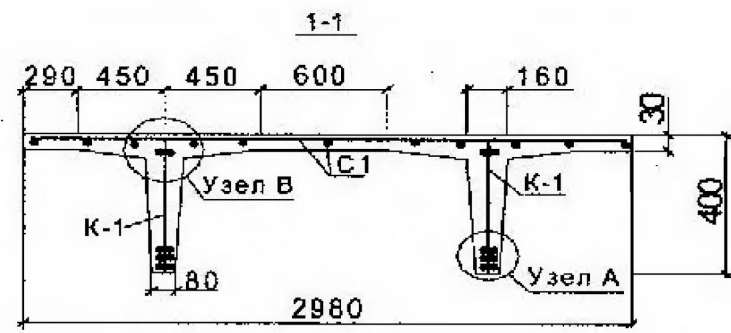
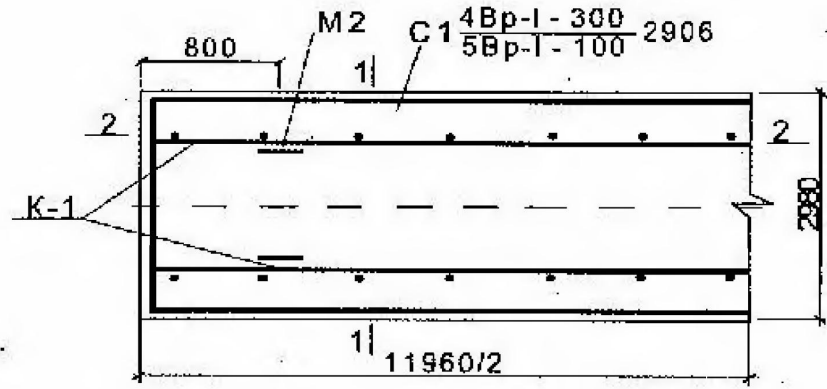


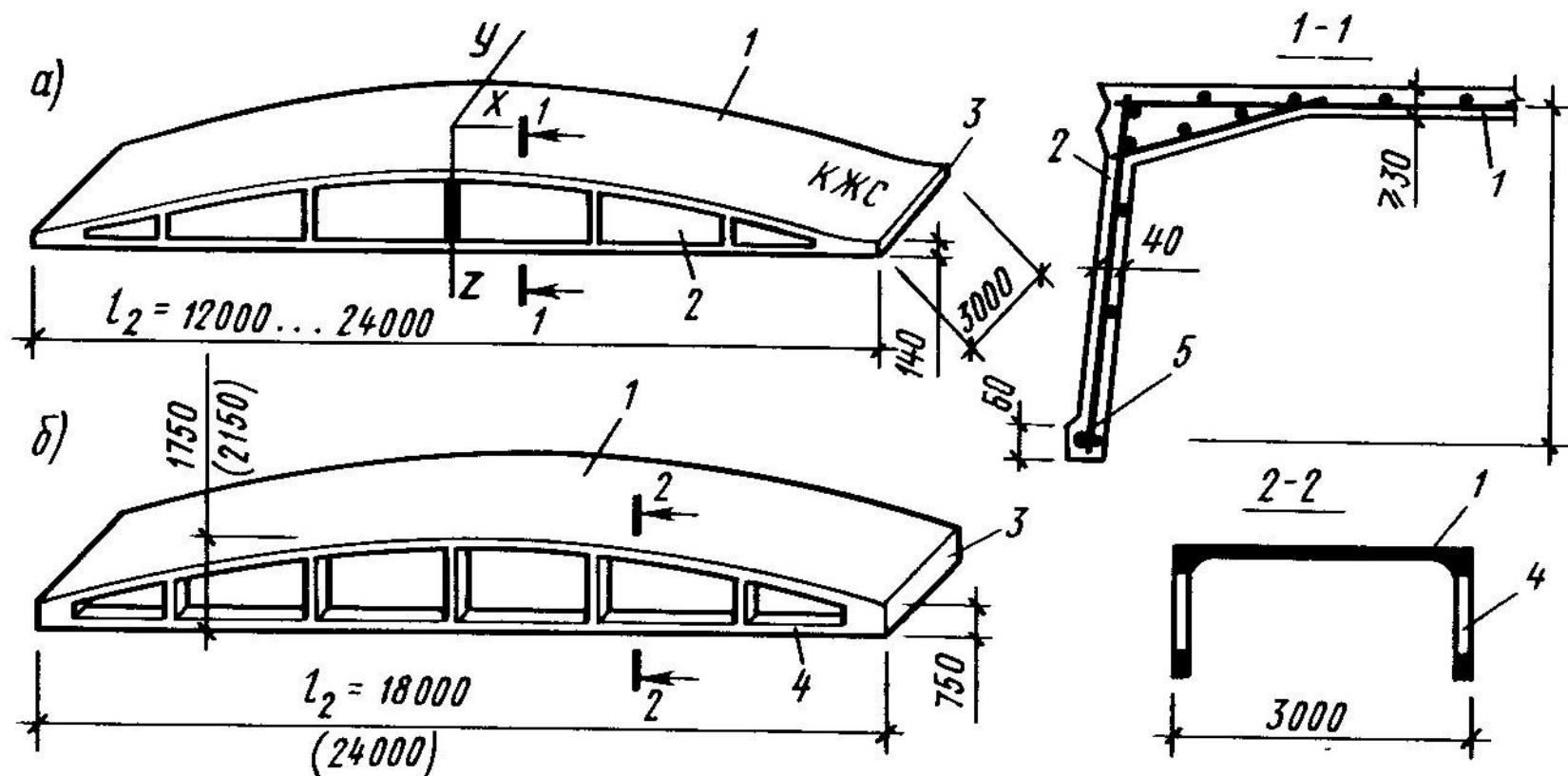






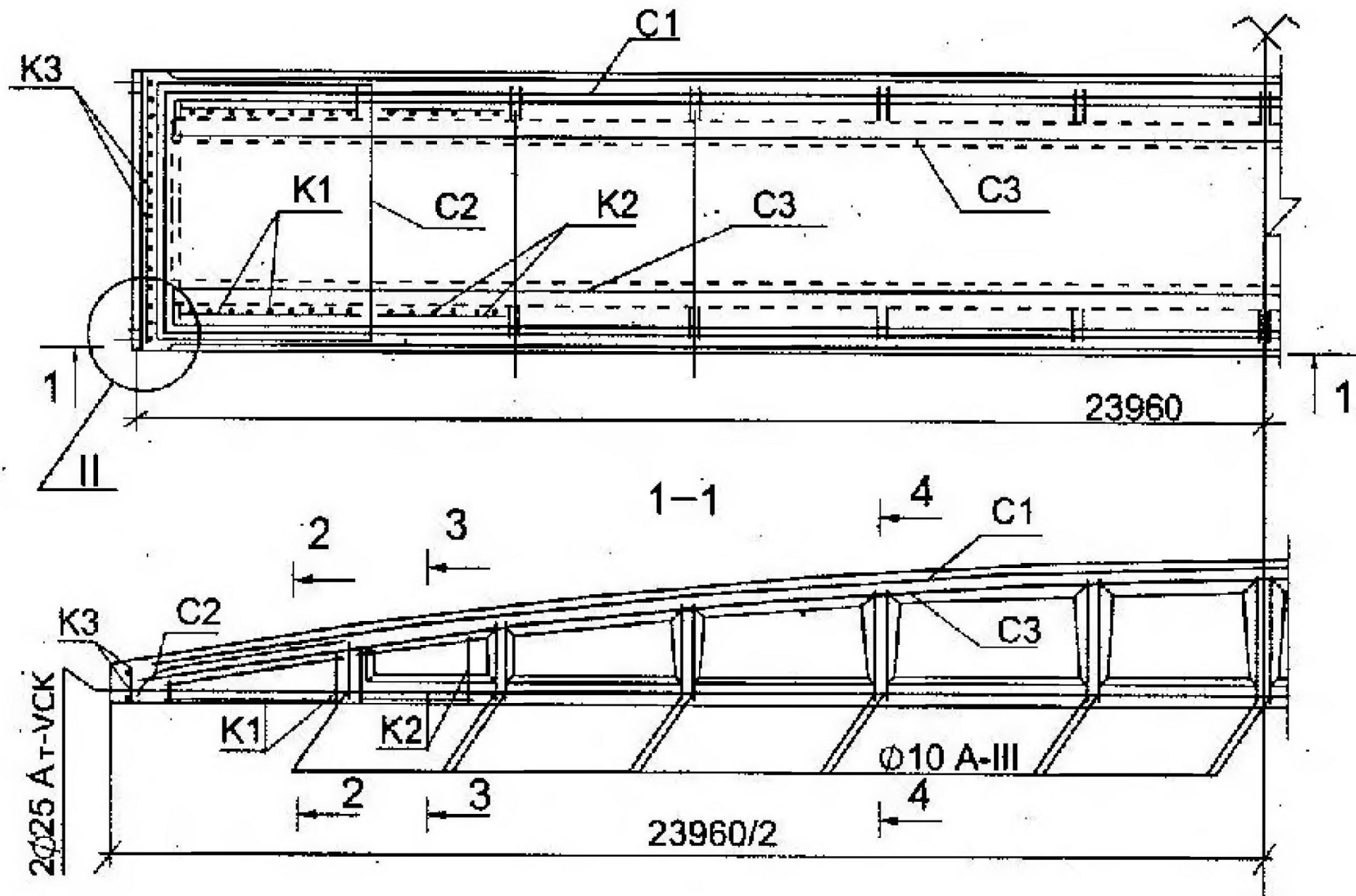
Типы плит покрытий



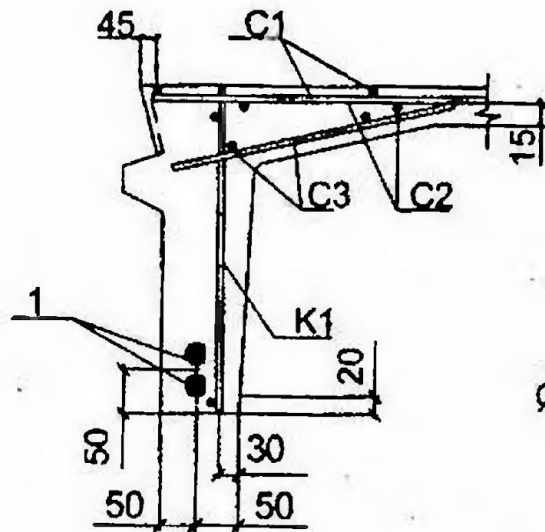


Панели-оболочки типа КЖС (а) и типа КСО (б):

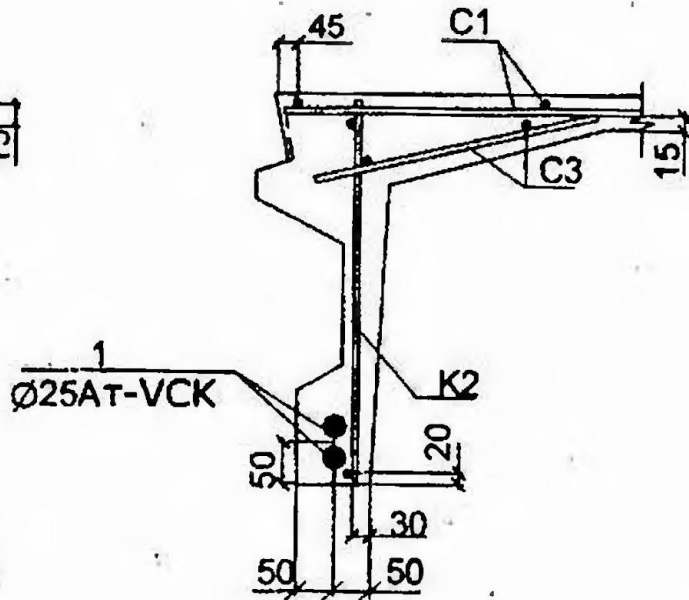
1 — свод; 2 — сплошная диафрагма; 3 — бортовой элемент; 4 — решетчатая диафрагма;
 5 — продольная напрягаемая арматура



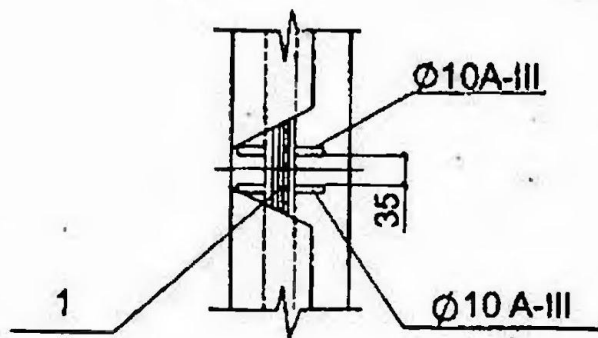
2-2



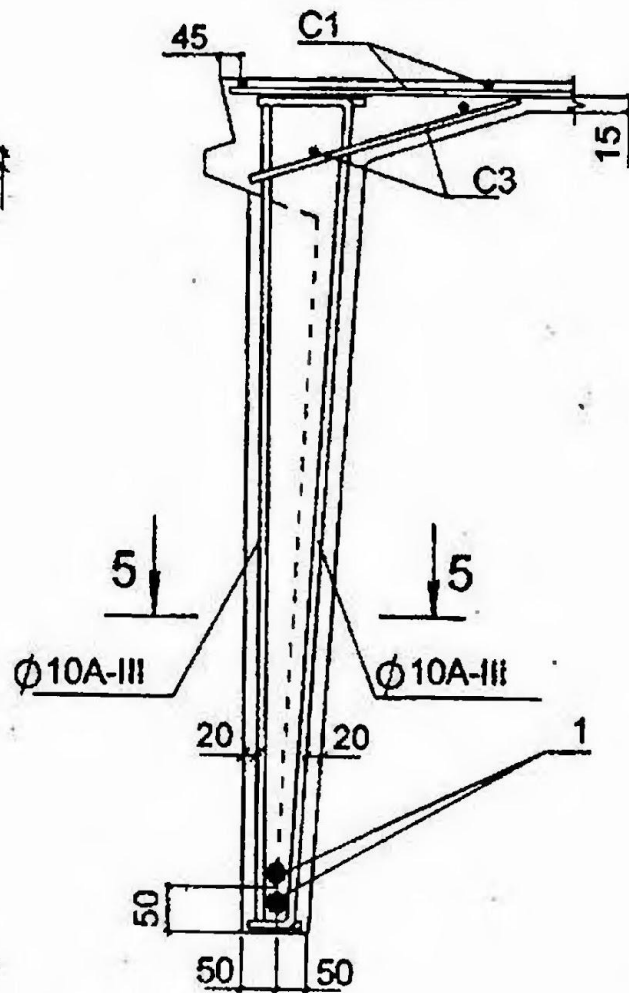
3-3

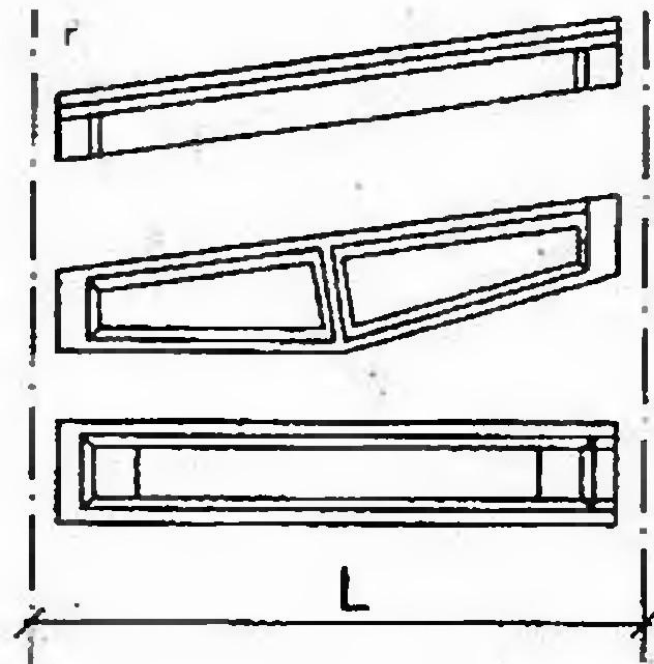
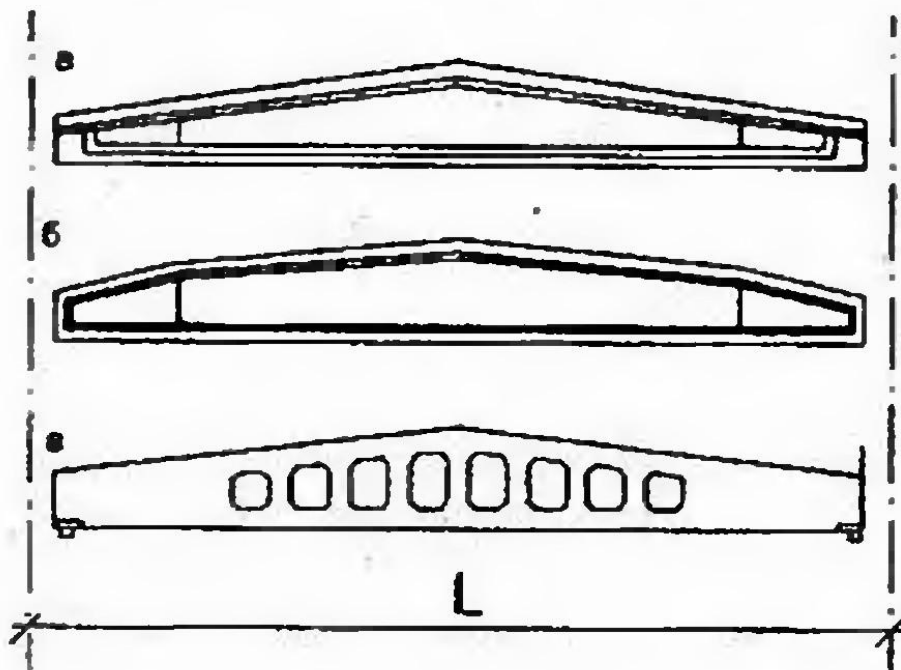


5-5

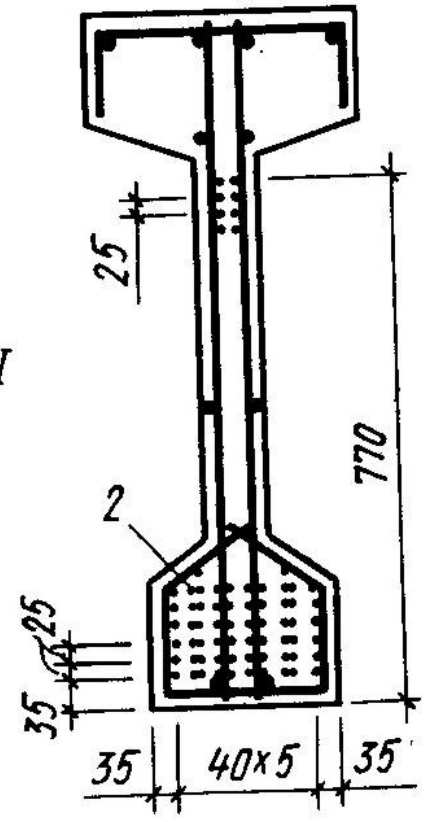
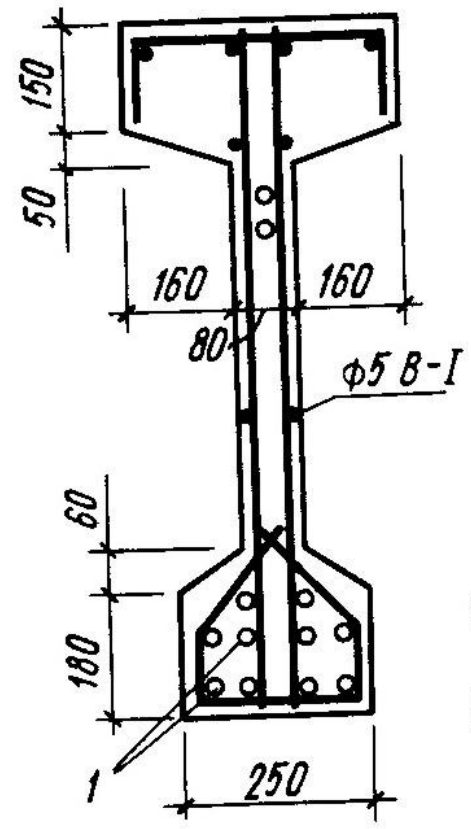
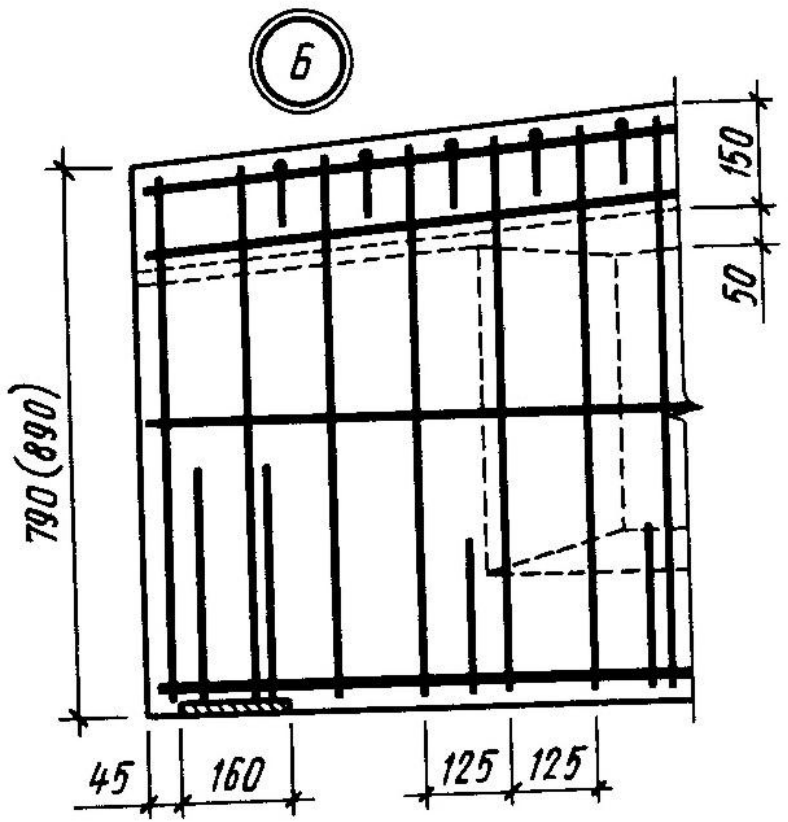
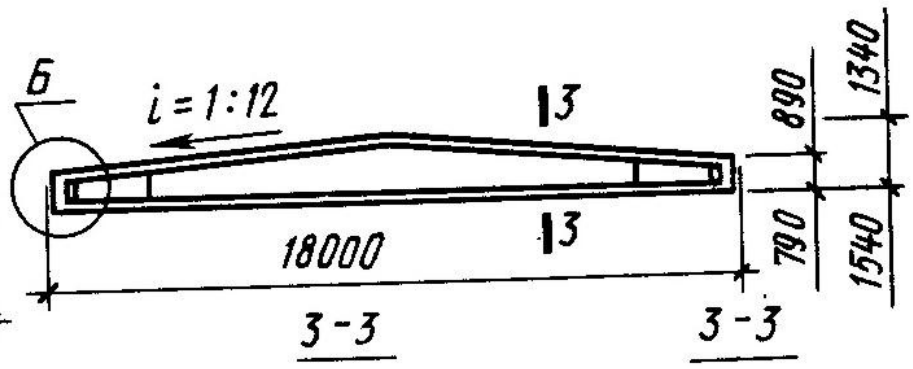
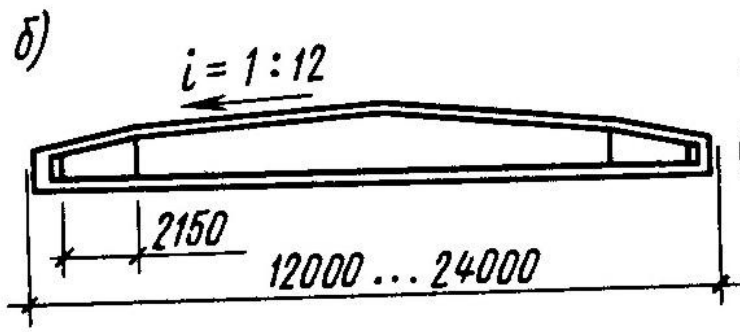


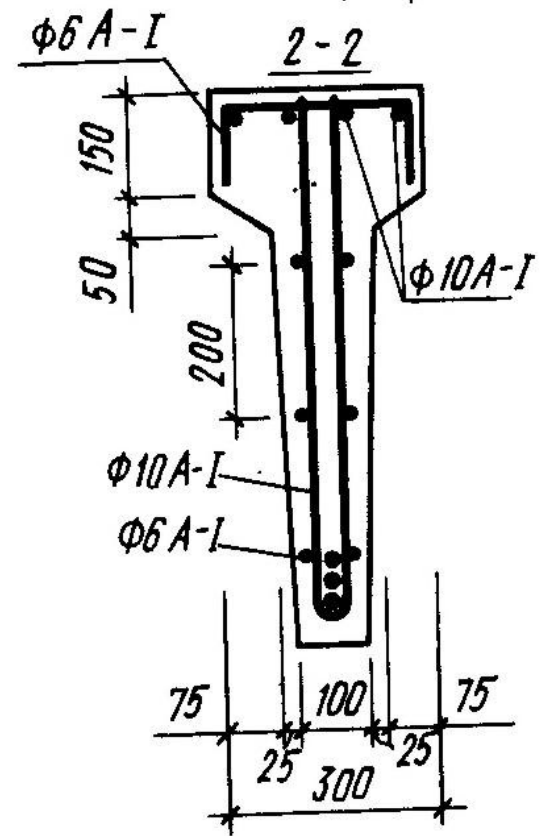
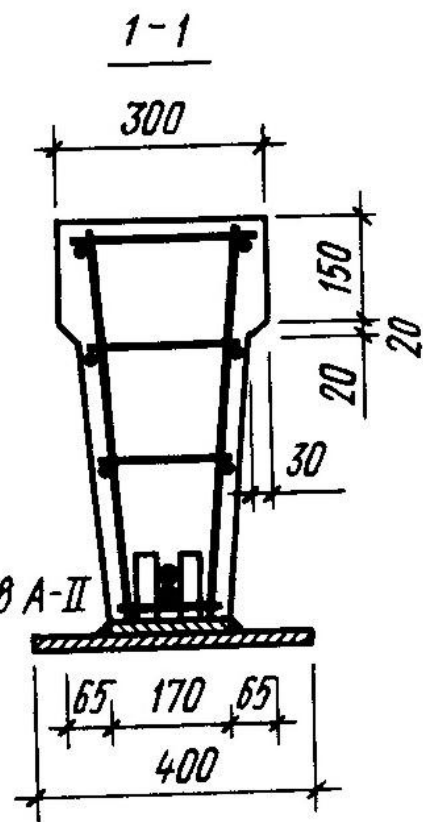
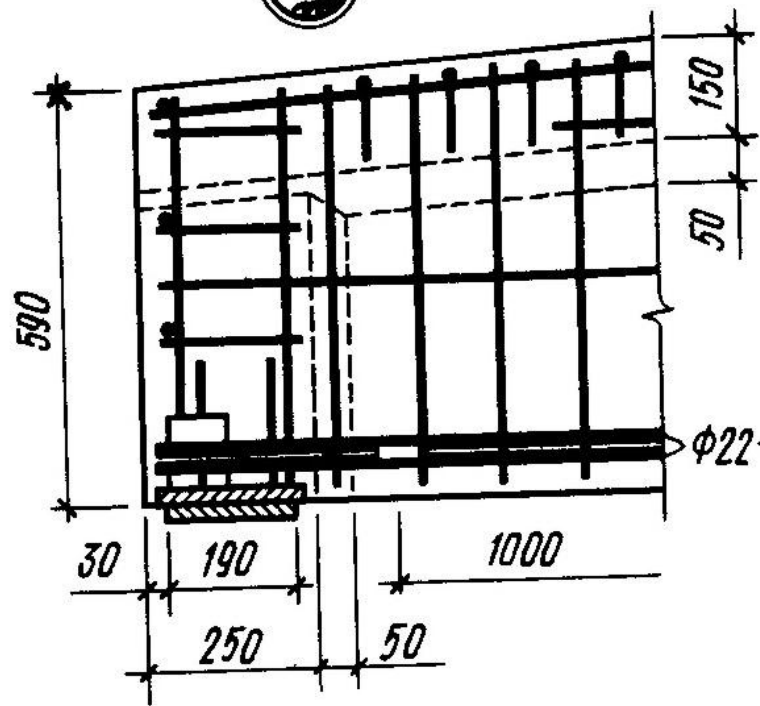
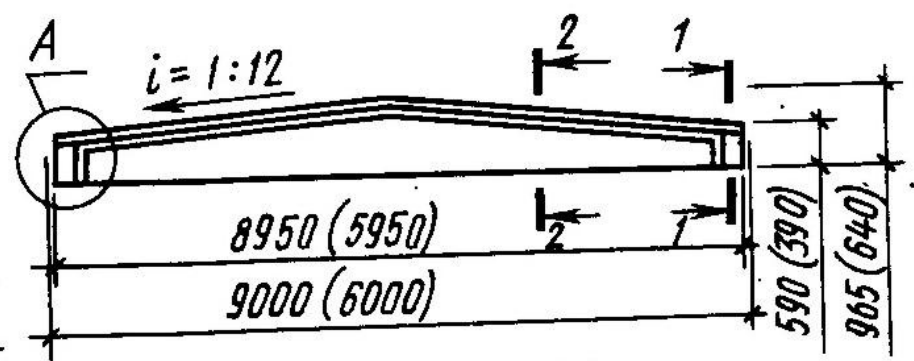
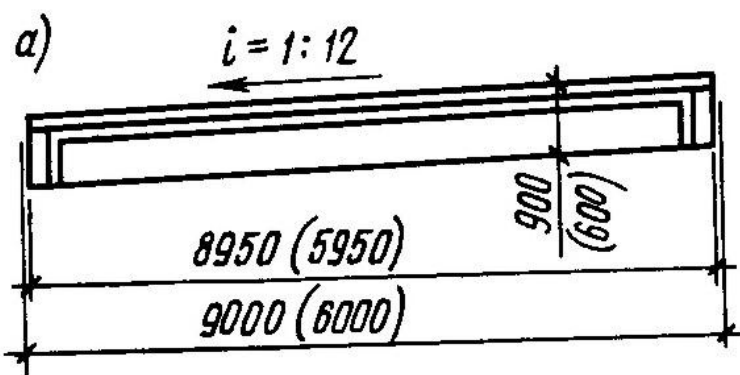
4-4

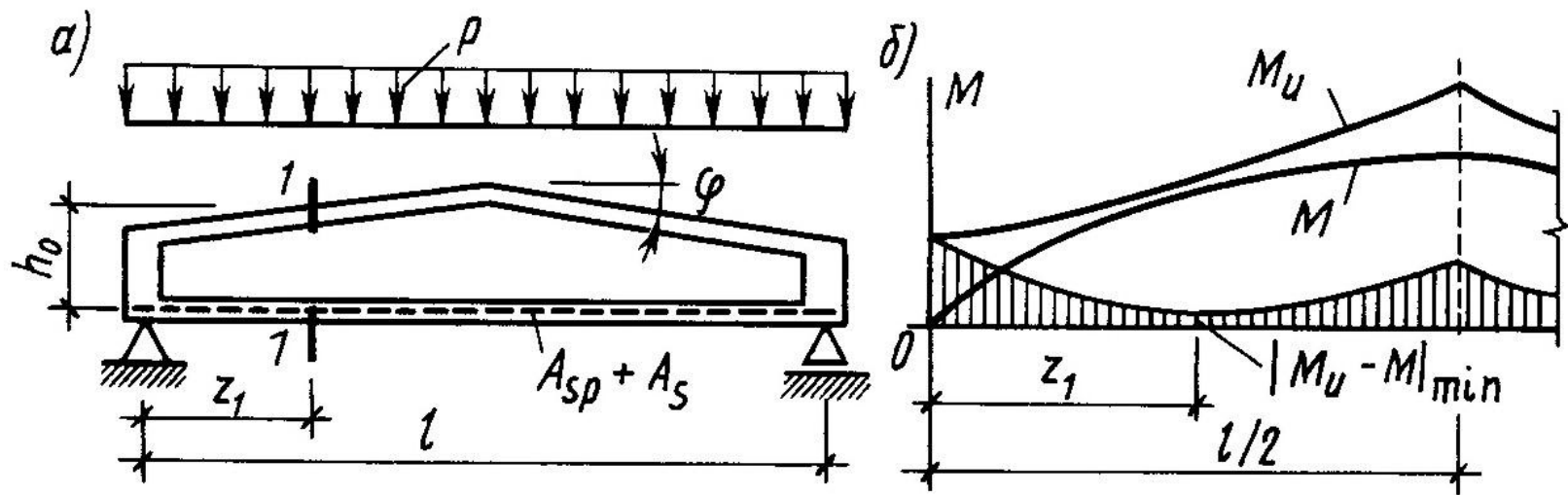




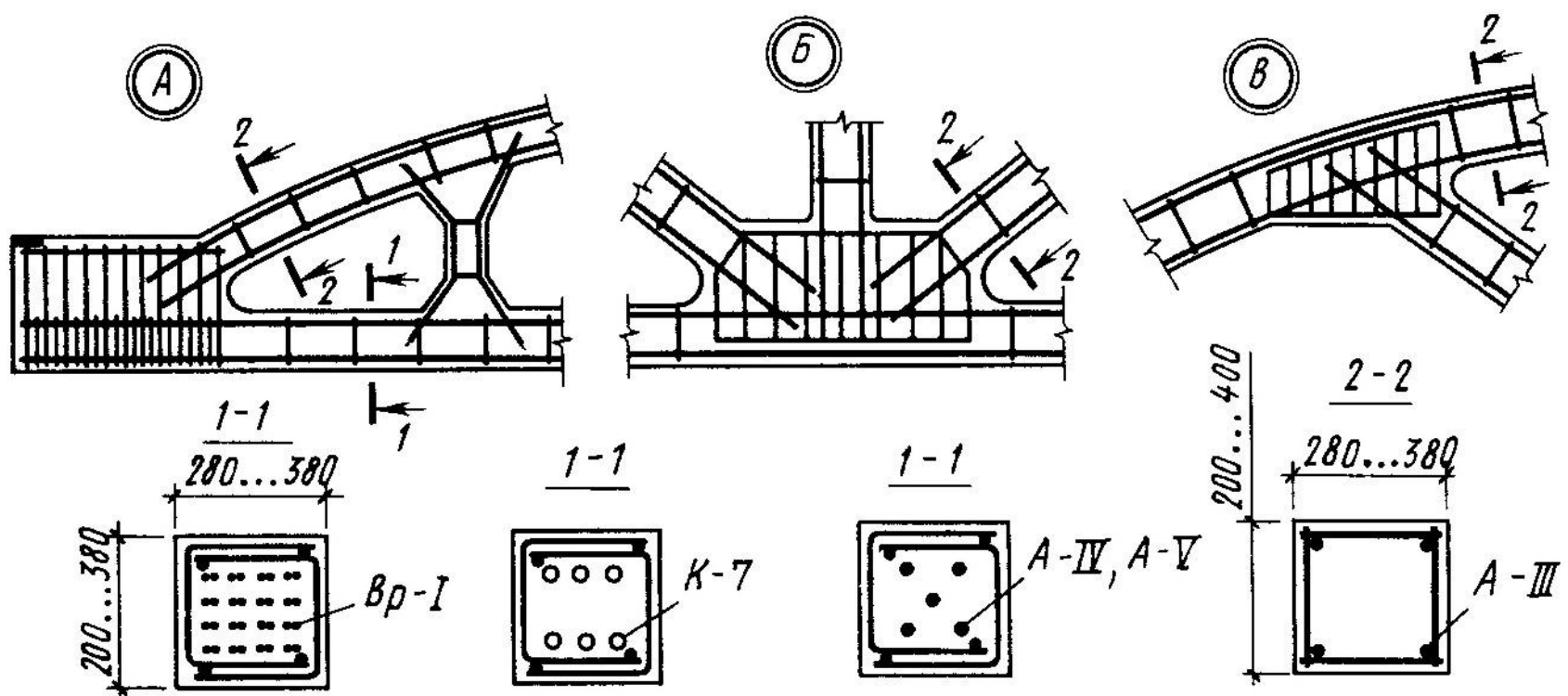
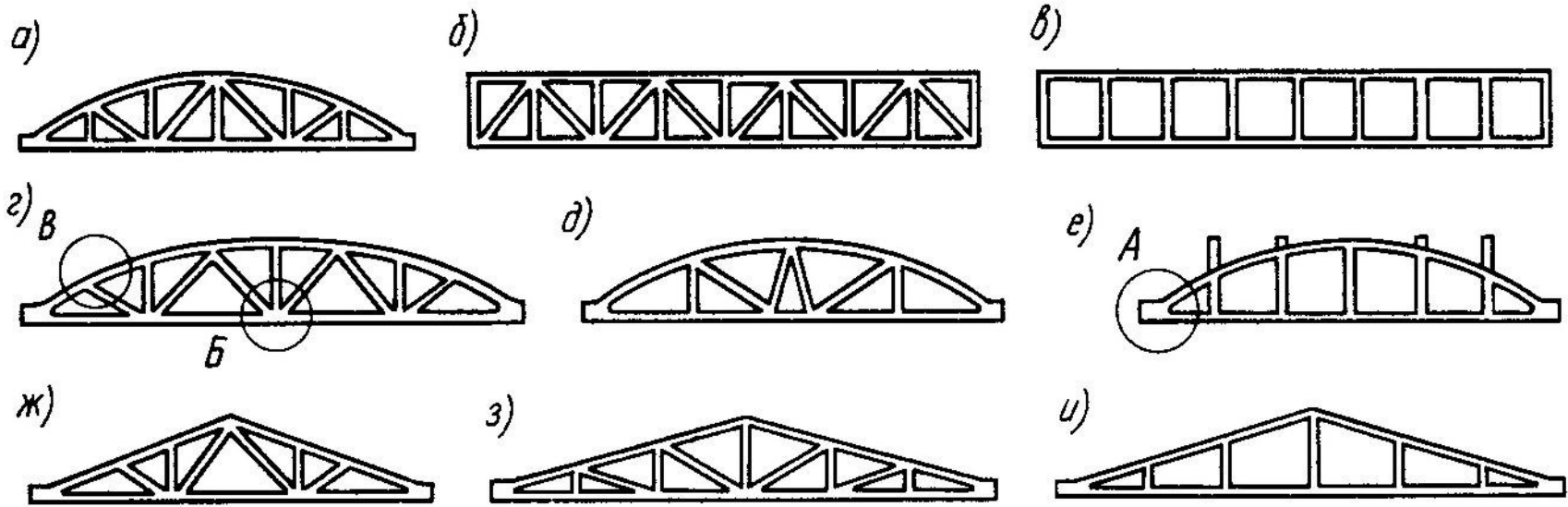
Типы балок покрытий







К определению расчетного сечения балки (а) с учетом изменений прочности ее нормального сечения и изгибающих моментов (б)



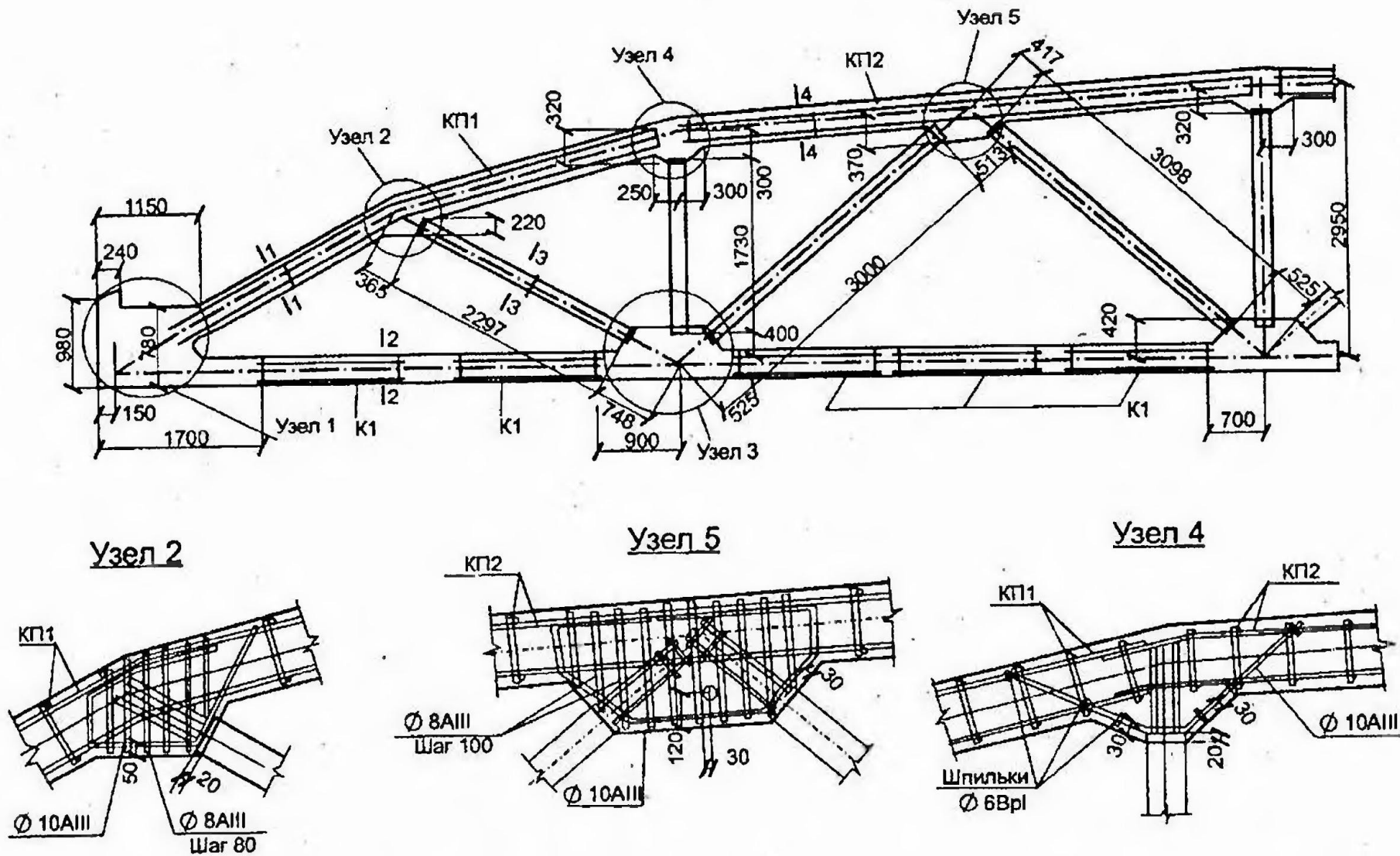


Рис. 6.22. Армирование фермы (схема расположения каркасов, армирование узлов)

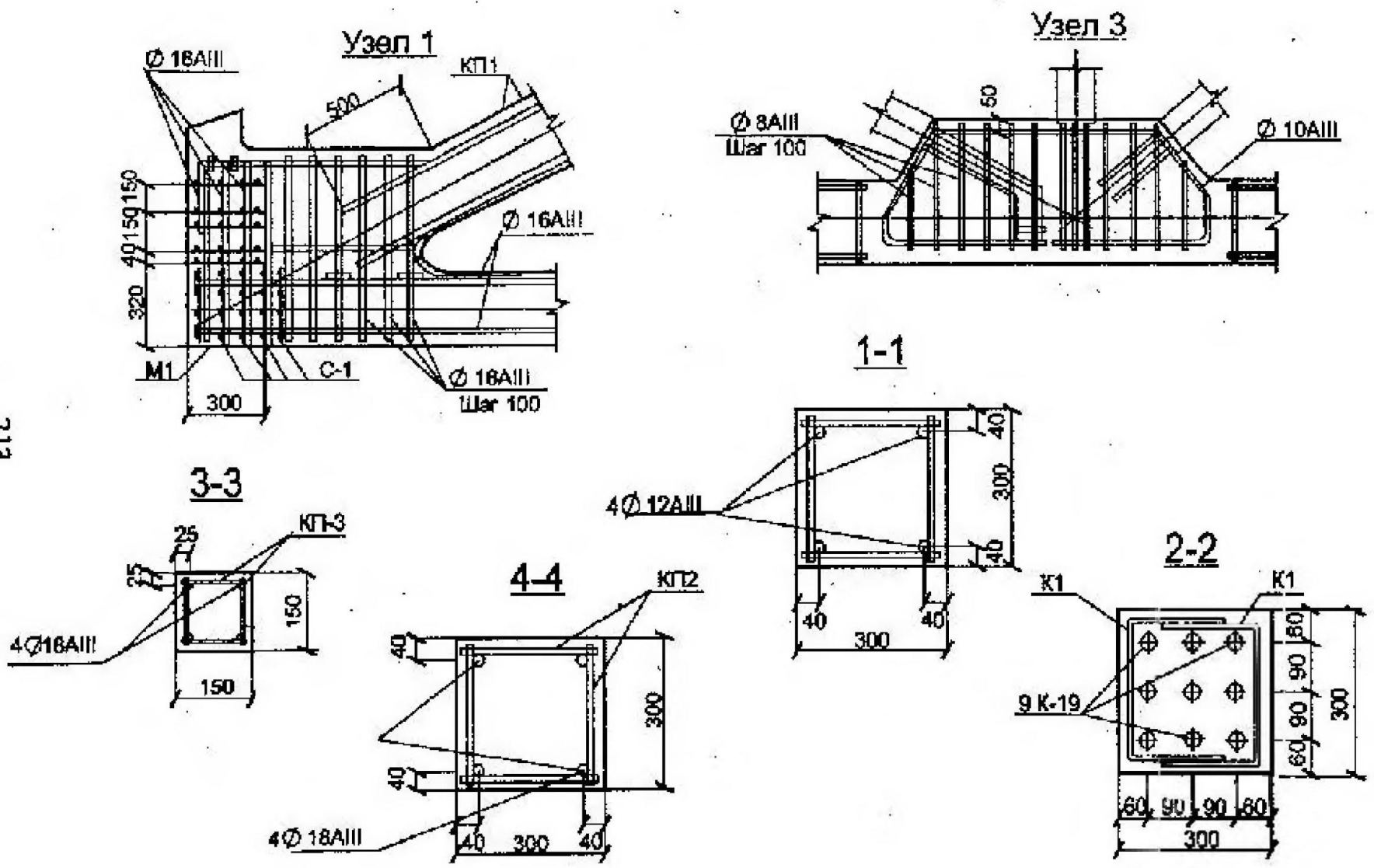


Рис. 6.23. Армирование фермы (узлы и сечения)

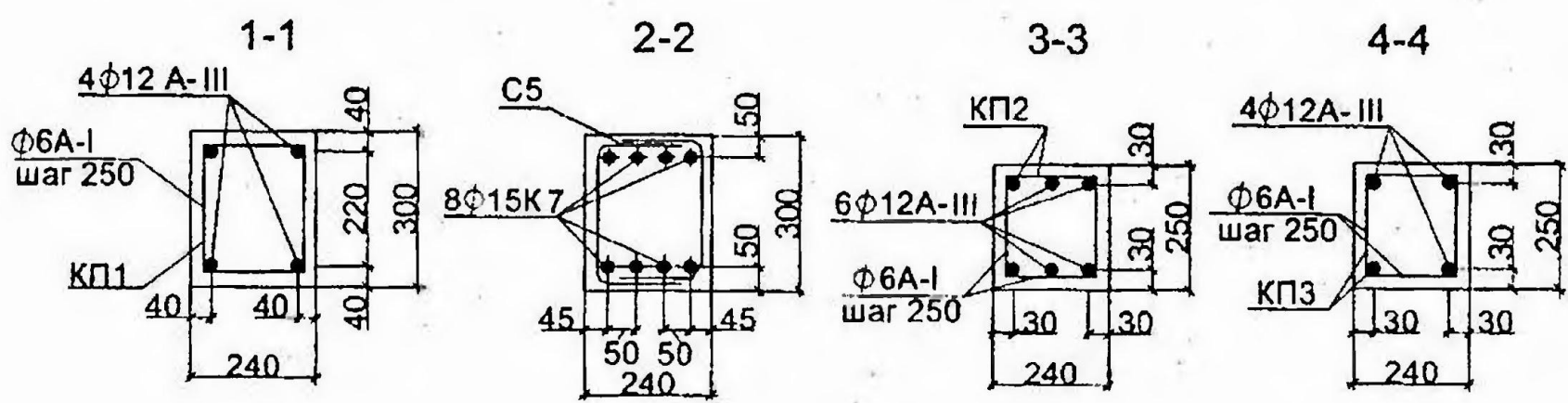
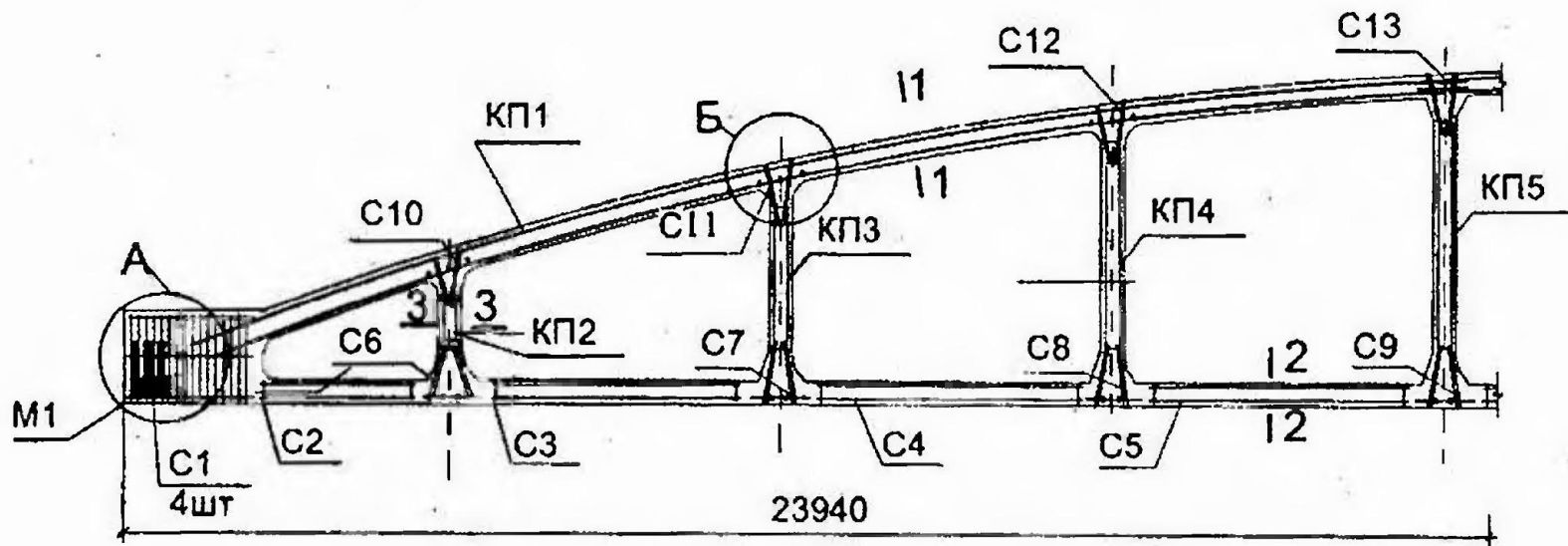
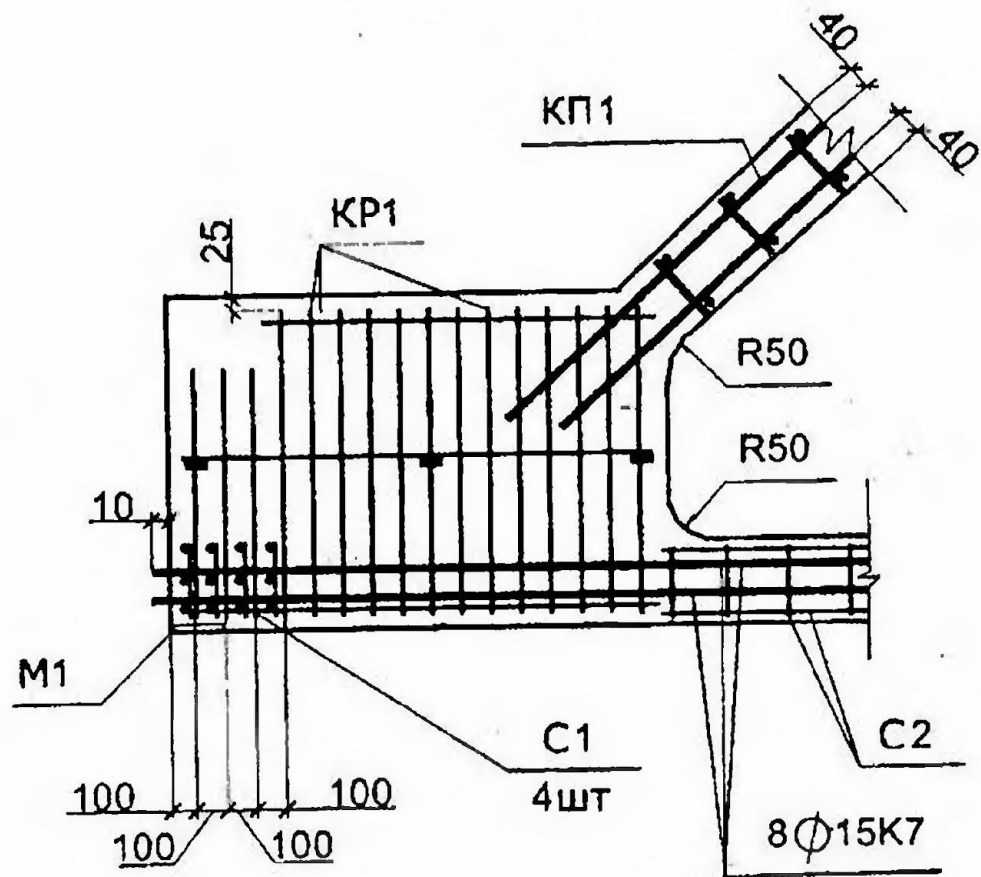


Рис. 6.26. Армирование безраскосной фермы пролетом 24 м

219

Узел А



Узел Б

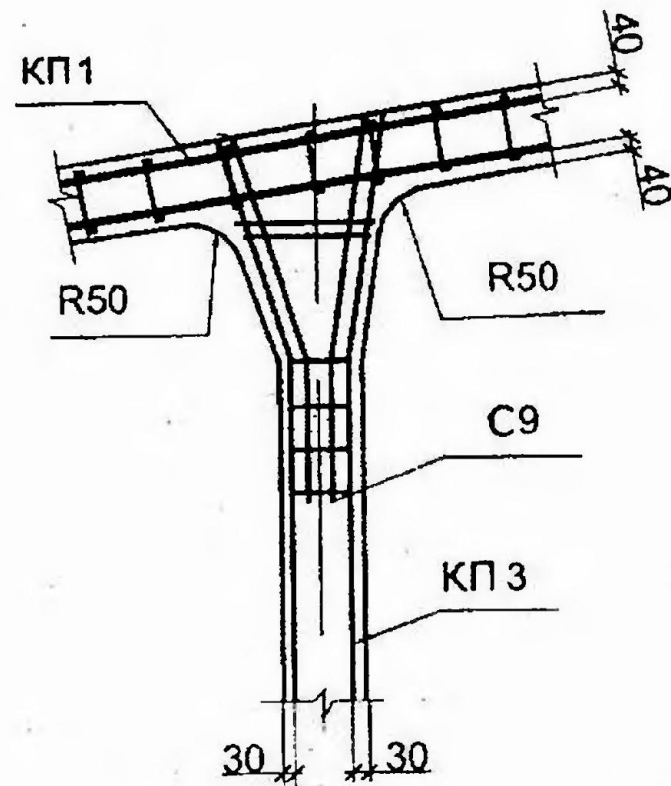
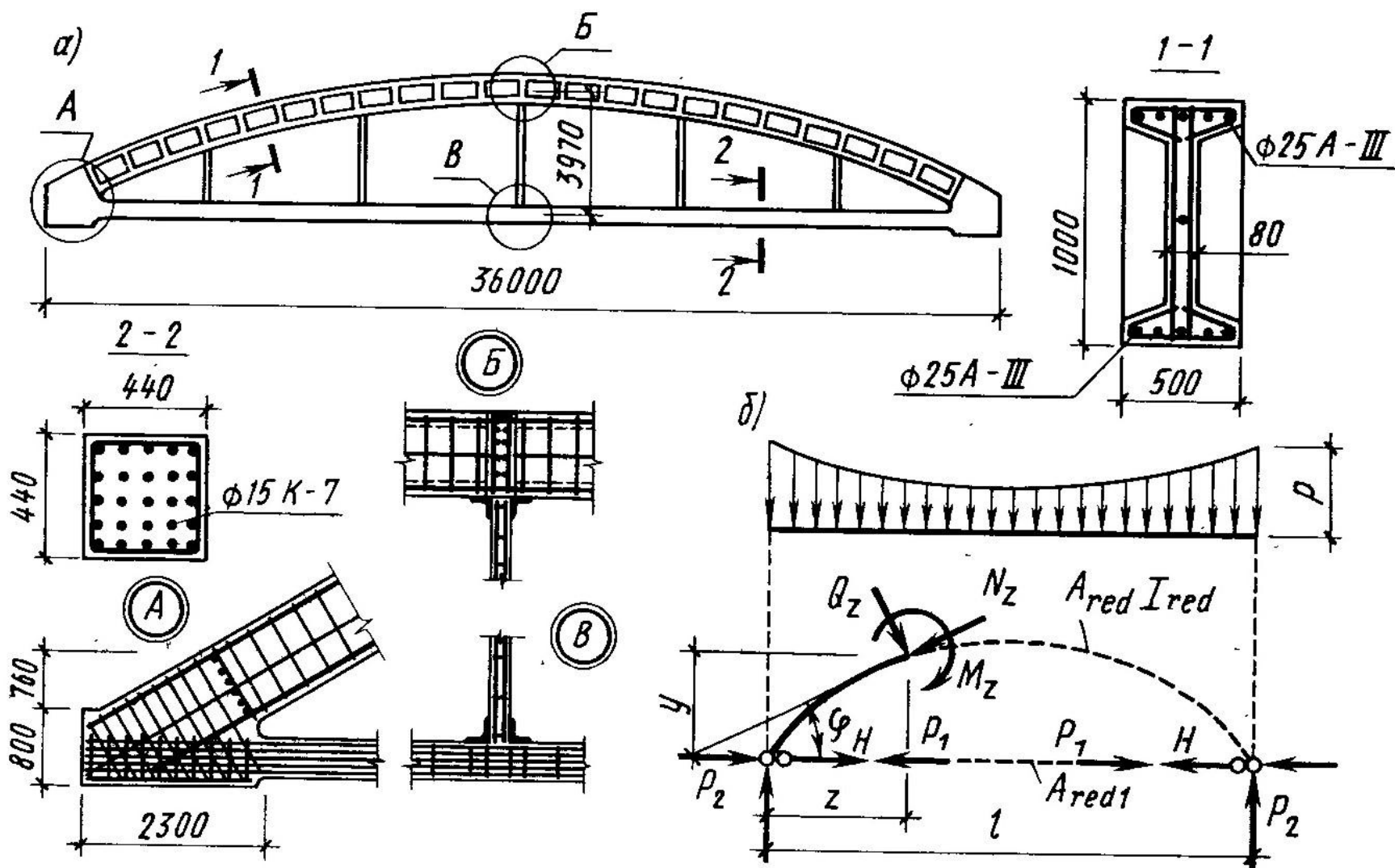


Рис. 6.27. Армирование узлов безраскосной фермы



Конструкция (а) и расчетная схема (б) двухшарнирной арки