

Рис. 13.27. Схемы аэрационных фонарей  
 а — с поворотными щитами 1, б — с поворотными створками 2, 3 — верхний пояс стропильных ферм

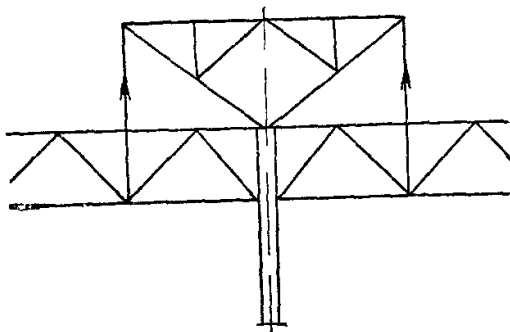


Рис. 13.28. Схема фонаря по среднему ряду колонн

Размер горловины (проема) аэрационных фонарей и их высота определяются специальным расчетом в соответствии с заданным режимом аэрации. Схемы типовых аэрационных фонарей представлены на рис. 13.27.

Рассчитывают фонари на нагрузки от покрытия, снеговую и ветровую по упрощенной схеме в предположении шарнирности всех узлов. Раскосы стоечных фонарей (см. рис. 13.25, а) рассчитывают только на растяжение. Сжатые раскосы при высокой их гибкости считаются выходящими из работы.

В многопролетных зданиях фонари иногда располагают по оси колонн (общий фонарь для двух пролетов) (рис. 13.28). При достаточной жесткости крепления стоек (например, на сварке) фонарь включается в работу покрытия, что приводит к перераспределению усилий в элементах фермы. Это необходимо учитывать при проектировании.

## Глава 14. КОЛОННЫ

### § 1. ТИПЫ КОЛОНН

В каркасах одноэтажных производственных зданий применяются стальные колонны трех типов: постоянного по высоте сечения, переменного по высоте сечения — ступенчатые и в виде двух стоек, нежестко связанных между собой, — отдельные.

В колоннах постоянного по высоте сечения (рис. 14.1, а) нагрузка от мостовых кранов передается на стержень колонны через консоли, на которые опираются подкрановые балки. Стержень колонны может быть сплошного или сквозного сечения. Большое достоинство колонн постоянного сечения (особенно сплошных) — их конструктивная простота, обеспечивающая небольшую трудоемкость изготовления. Эти колонны применяют при сравнительно небольшой грузоподъемности кранов ( $Q$  до 15—20 т) и незначительной высоте цеха ( $H$  до 8—10 м).

При кранах большой грузоподъемности выгоднее переходить на ступенчатые колонны (рис. 14.1, б, в, г), которые для одноэтажных производственных зданий являются основным типом колонн. Подкрановая

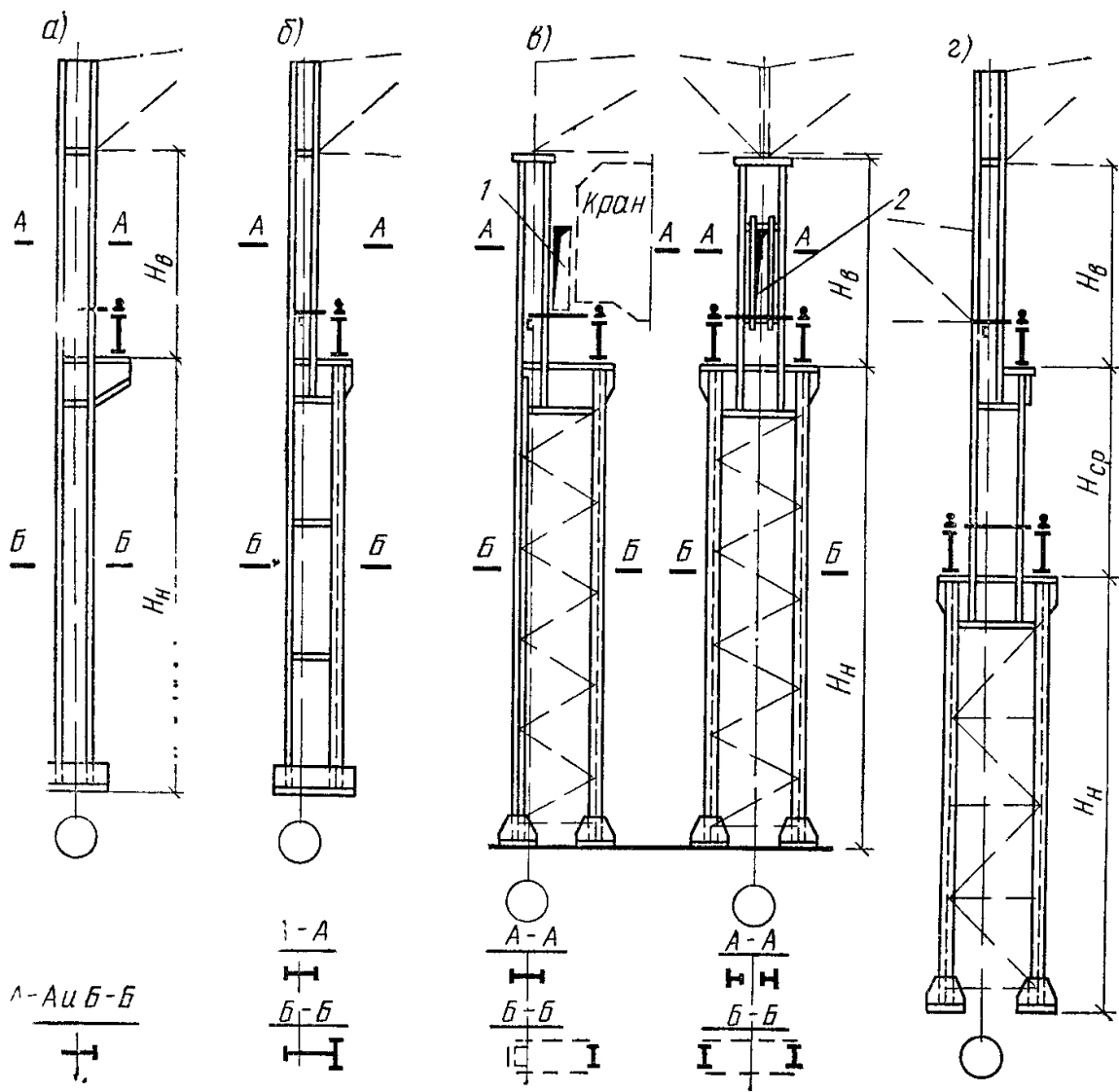


Рис. 14.1. Колонны производственных зданий

а — постоянного по высоте сечения;  
 б-г — ступенчатые, 1 — габарит прохода;  
 2 — проход

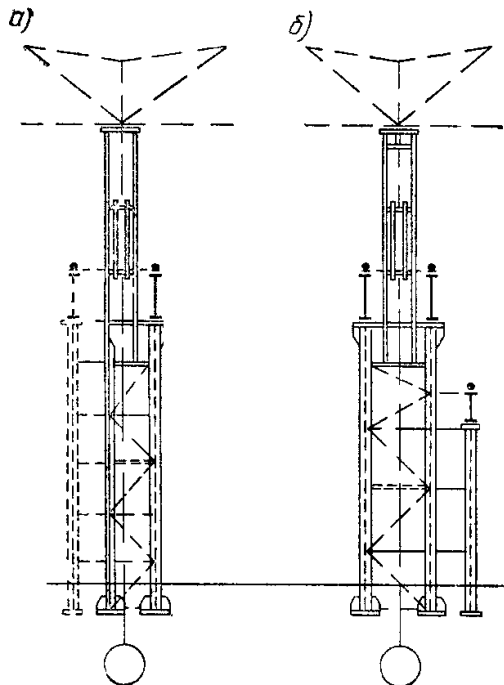


Рис. 14.2. Раздельные колонны

а — при расширении здания, б — при низкорасположенных тяжелых кранах

балка в этом случае опирается на уступ нижнего участка колонны и располагается по оси подкрановой ветви.

В зданиях с кранами, расположенными в два яруса, колонны могут иметь три участка с разными сечениями по высоте (двухступенчатые колонны), дополнительные консоли и т. д. (рис. 14.1, г).

При кранах особого режима работы либо делают проем в верхней части колонны (при ее ширине не менее 1 м), либо устраивают проход

между краном и внутренней гранью верхней части колонны (рис. 14.1, в).

Генеральные размеры колонн устанавливаются при компоновке поперечной рамы (см. гл. 11, § 2).

В отдельных колоннах (рис. 14.2) подкрановая стойка и шатровая ветвь связаны гибкими в вертикальной плоскости горизонтальными планками. Благодаря этому подкрановая стойка воспринимает только вертикальное усилие от кранов, а шатровая работает в системе поперечной рамы и воспринимает все прочие нагрузки, в том числе горизонтальную поперечную силу от кранов.

Колонны отдельного типа рациональны при низком расположении кранов большой грузоподъемности и при реконструкции цехов (например, при расширении).

## § 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТЕРЖНЯ КОЛОННЫ

Колонны производственных зданий работают на внецентренное сжатие. Значения расчетных усилий: продольной силы  $N$ , изгибающего момента в плоскости рамы  $M_x$  (в некоторых случаях изгибающего момента, действующего в другой плоскости, —  $M_y$ ) и поперечной силы  $Q_x$  определяют по результатам статического расчета рамы (см. гл. 12). При расчете колонны необходимо проверить ее прочность, общую и местную устойчивость элементов.

Для обеспечения нормальных условий эксплуатации колонны должны обладать также необходимой жесткостью.

Сечения ступенчатых колонн подбирают отдельно для каждого участка постоянного сечения. Расчетные длины участков колонн в плоскости и из плоскости рамы определяются в зависимости от конструктивной схемы каркаса.

### 1. Расчетные длины

**А. Расчетная длина колонны в плоскости рамы.** Колонны здания входят в состав поперечной рамы и для точного определения их расчетной длины необходимо провести расчет на устойчивость рамы в целом, что весьма трудоемко. Обычно при определении расчетной длины колонны вводят ряд упрощающих предпосылок: рассматривают колонну как отдельно стоящий стержень с идеализированными условиями закрепления; загружают систему силами, приложенными только в узлах, не в полной мере учитывают пространственную работу каркаса и т. д. Как показывает опыт проектирования, такой подход идет в запас устойчивости.

Расчетная длина колонны (или ее участка с постоянным моментом инерции) в плоскости рамы  $l_x$  зависит от формы потери устойчивости и определяется как произведение геометрической длины  $l$  на коэффициент  $\mu$ :  $l_x = \mu l$ . Расчетная длина может рассматриваться как эквивалентная из условия устойчивости длина шарнирно опертого стержня той же жесткости.

Для колонн с постоянным по высоте сечением коэффициенты расчетной длины  $\mu$  принимают в зависимости от способа закрепления колонн в фундаменте и соотношения погонных жесткостей ригеля и колонны (учитывая упругое защемление верхнего конца) (рис. 14.3, а).

При жестком креплении ригеля к колонне и при нагружении верхних узлов значения  $\mu$  определяются по формулам:

при шарнирном креплении колонн в фундаментах

$$\mu = 2\sqrt{1 + 0,38/n}; \quad (14.1)$$

при жестком креплении колонн в фундаментах

$$\mu = \sqrt{(n + 0,56)/(n + 0,14)}. \quad (14.2)$$

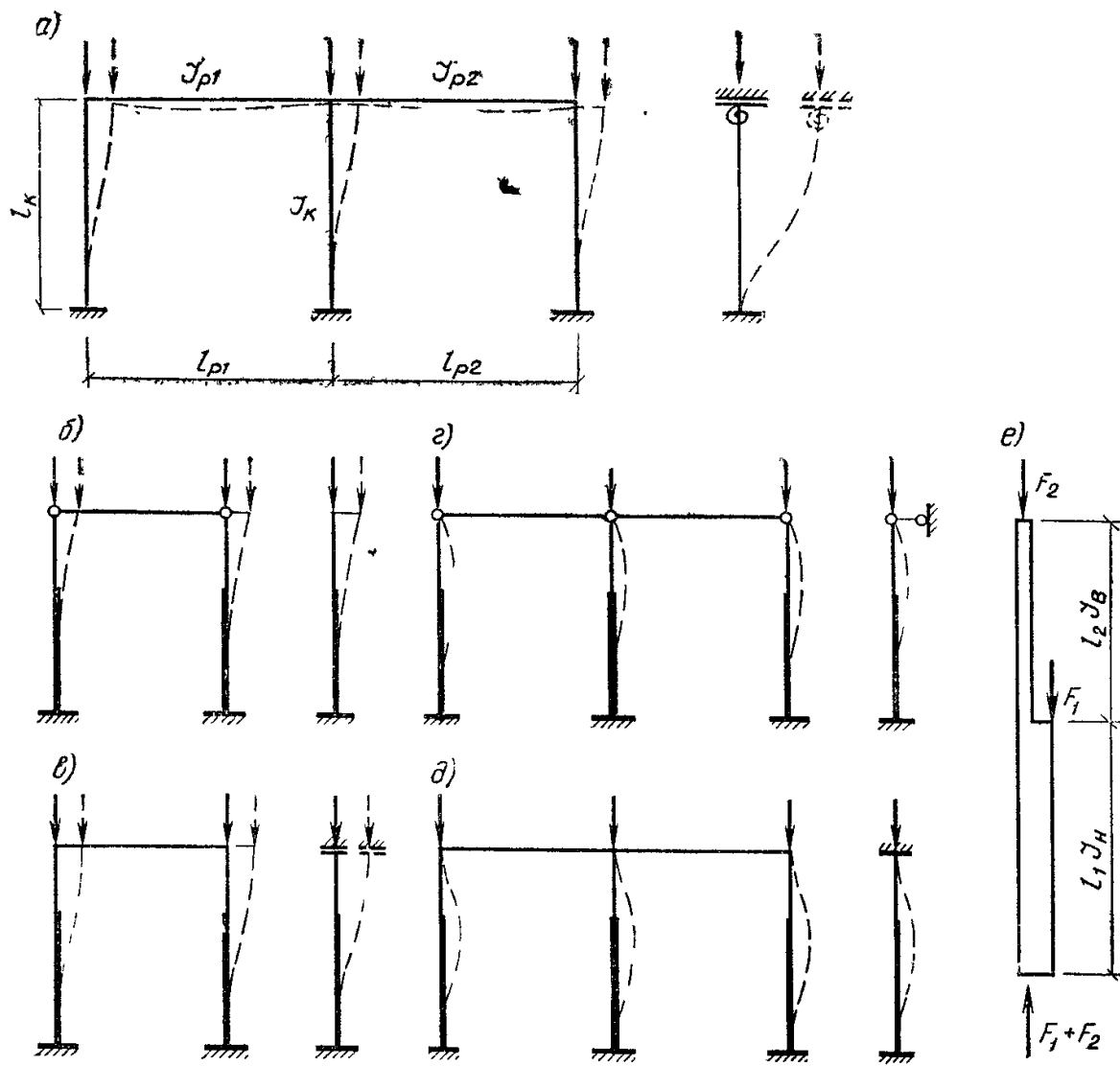


Рис. 14.3. К определению расчетных длин колонн

*a* — постоянного сечения; *б—e* — ступенчатых: *б* — конец стойки свободен; *в* — конец закреплен только от поворота; *г* — шарнирно опертый конец; *д* — защемленный конец; *e* — схема одноступенчатой колонны

В формулах (14.1) и (14.2)

$$n = \frac{l_k}{I_k} \left( \frac{I_{p1}}{l_{p1}} + \frac{I_{p2}}{l_{p2}} \right), \quad (14.3)$$

где  $I_k$  и  $l_k$  — соответственно момент инерции и длина проверяемой колонны;  $I_{p1}$ ,  $I_{p2}$ ,  $l_{p1}$ ,  $l_{p2}$  — соответственно моменты инерции и длины ригелей, примыкающих к этой колонне.

При шарнирном креплении ригеля к колонне принимается  $n=0$ .

Приведенный расчет идет в запас устойчивости, поскольку предполагается, что все колонны продольного ряда одновременно теряют устойчивость.

При наличии жесткого диска покрытия или системы продольных связей по покрытию, обеспечивающих пространственную работу каркаса, следует учесть неравномерное нагружение колонн (особенно при крановых нагрузках). В этом случае нормы рекомендуют умножать коэффициент  $\mu$ , полученный по формулам (14.1) и (14.2), на величину  $\sqrt{\frac{\sum N}{N_k}} \times$

$\times \frac{I_k}{\sum I_k}$ , но не менее 0,7. Здесь  $N_k$  и  $I_k$  — расчетное усилие и момент инерции рассматриваемой колонны;  $\sum N$  и  $\sum I_k$  — сумма расчетных усилий и моментов инерции всех колонн рассматриваемой рамы и четырех смежных (по две с каждой стороны).

Для ступенчатых колонн расчетные длины определяются отдельно для нижней  $l_{x,1} = \mu_1 l_1$  и верхней  $l_{x,2} = \mu_2 l_2$  частей колонны ( $\mu_1$  и  $\mu_2$  — коэффициенты расчетной длины нижнего и верхнего участков колонны).

Предполагается, что обе части колонны достигают критического состояния одновременно при пропорциональном увеличении действующих в них усилий (простое нагружение), т. е. соотношение между критическими силами для отдельных участков равно отношению действующих в них усилий

$$N_{1,кр}/N_{2,кр} = N_1/N_2 = (F_1 + F_2)/F_2 = \beta, \quad (14.4)$$

$N_1$  и  $N_2$  — продольные усилия в нижней и верхней частях колонны;  $N_{1,кр} = \pi^2 EI_B / (\mu_1 l_1)^2$  и  $N_{2,кр} = \pi^2 EI_B / (\mu_2 l_2)^2$  — критические силы для верхней и нижней частей;  $F_1, F_2$  — силы, приложенные к колонне в уступе и в верхнем узле (рис. 14.3, е);  $I_B, I_B$  — моменты инерции нижней и верхней частей колонны.

Подставив в формулу (14.4) выражения критических сил, получим

$$\alpha_1 = \frac{\mu_1}{\mu_2} = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_B}{I_B \beta}}. \quad (14.5)$$

Для определения значения  $\mu_1$  следует рассмотреть условия закрепления концов колонны. Нижний конец колонны одноэтажного производственного здания обычно принимается защемленным. Для верхнего конца нормами проектирования предусмотрены четыре расчетные схемы закрепления.

1. Колонны однопролетных рам с шарнирным опиранием ригеля (рис. 14.3, б). Предполагается, что обе колонны поперечной рамы находятся в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость (удерживающего влияния второй колонны нет). В этом случае считается, что *верхний конец колонны свободен*.

2. Колонны однопролетных рам с жесткими узлами сопряжения ригеля с колоннами (рис. 14.3, в).

Обе колонны работают в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость. Поскольку жесткость ригеля значительно больше жесткости колонны, поворотом верхнего конца колонны можно пренебречь. Считается, что колонна имеет *верхний конец, закрепленный только от поворота*.

3. Колонны двух- и многопролетных рам с шарнирным опиранием ригелей (рис. 14.3, г). В этом случае считается, что в момент потери устойчивости рассматриваемой колонны смещения ее верхнего конца не происходит (есть только поворот), так как она удерживается другими устойчивыми колоннами. При такой схеме колонна имеет *неподвижный шарнирно опертый верхний конец*.

4. Колонны двух- и многопролетных рам с жестким сопряжением ригеля с колоннами. Аналогичные рассуждения позволяют считать, что колонна имеет *неподвижный и закрепленный от поворота верхний конец* (рис. 14.3, д).

В однопролетных рамах (рис. 14.3, б и в) горизонтальная реакция в верхних узлах колонн равна нулю и коэффициент  $\mu_1$  зависит от двух параметров: соотношения погонных жесткостей верхней и нижней частей колонны  $n = I_2 l_1 / I_1 l_2$  и  $\alpha_1$ .

Значения  $\mu_1$  в функции этих параметров приведены в прил. 12.

Коэффициент расчетной длины верхнего участка колонны определяется из соотношения  $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3$  (если значение  $\mu_2$  получается более трех, то его принимают равным трем).

В двух- и многопролетных рамах (рис. 14.3, г и д) в верхнем узле колонны возникает горизонтальная реакция (колонны закреплены от смещения), что усложняет решение задачи устойчивости. Приближенный способ расчета на устойчивость таких колонн, принятый в нормах проектирования, заключается в следующем.

Сначала колонну рассматривают под действием только силы  $F_1$  (см. рис. 14.3, е), определяют ее критическое значение  $F_{1кр}$  и коэффициент расчетной длины нижней части колонны  $\mu_{11}$ .

Затем к колонне прикладывается только сила  $F_2$ , определяется ее критическое значение  $F_{2кр}$  и коэффициент расчетной длины нижней части колонны  $\mu_{12}$ .

Условие устойчивости колонны при совместном действии сил  $F_1$  и  $F_2$  приближенно определяется из выражения

$$F_1/F_{1кр} + F_2/F_{2кр} \leq 1. \quad (14.6)$$

Подставив в (14.6) значения критических сил, определенных по формуле Эйлера, и учитывая, что  $(F_1 + F_2)/F_2 = \beta$ , получим выражение для определения коэффициента расчетной длины нижнего участка колонны с несмещаемым верхним концом

$$\mu_1 = \sqrt{[\mu_{11}^2 (\beta - 1) + \mu_{12}^2] / \beta}. \quad (14.7)$$

Коэффициенты  $\mu_{11}$  и  $\mu_{12}$  в зависимости от параметров  $l_1/l_2$  и  $I_b/I_n$  для колонны с жестким и шарнирным сопряжением с ригелем приведены в прил. 12.

Коэффициент расчетной длины для верхнего участка колонны, как и для однопролетных рам, определяется по формуле  $\mu_2 = \mu_1/a_1 \leq 3$ . При  $l_2/l_1 \leq 0,6$  и  $\beta \geq 3$  коэффициенты  $\mu_1$  и  $\mu_2$  можно определять по табл. 14.1.

Таблица 14.1 Коэффициенты  $\mu_1$  и  $\mu_2$  для одноступенчатых колонн рам одноэтажных промышленных зданий при  $l_2/l_1 \leq 0,6$  и  $\beta = N_1/N_2 \geq 3$

Условия закрепления верхнего конца ко- лонны	$\mu_1$ для ниж- ней части колонны		$\mu_2$ для верхней части колонны
	$l_2/l_1 \geq 0,1$ $0,3 \geq$	$l_2/l_1 \geq 0,05$ $0,1 >$	
Свободный	2,5	3	3
Закрепленный только от поворота	2	2	3
Неподвижный шар- нирно опертый	1,6	2	2,5
Неподвижный и закрепленный от поворота	1,2	1,5	2

При расчете рам возможны различные комбинации нагрузок с разными соотношениями расчетных усилий. При определении расчетных длин принимаются наибольшие значения продольных расчетных усилий, и полученные значения  $\mu$  используются для расчета при других комбинациях нагрузок.

Для двухступенчатых колонн коэффициенты расчетной длины определяются аналогично; они приведены в главе СНиП II-23-81.

**5. Расчетная длина колонны из плоскости рамы.** Расчетную длину верхнего и нижнего участков колонны из плоскости рамы принимают равной наибольшему расстоянию между точками закрепления колонны от смещения вдоль здания. (Зачемление колонны в фундаменте из плоскости рамы обычно не учитывают.)

Нижний участок колонны закреплен от смещения на уровне верха фундамента и нижнего пояса подкрановой балки. Иногда для сокращения расчетной длины вдоль здания устанавливают промежуточные распорки (см. рис. 11.5). Верхний участок колонны закреплен от смещения тормозными балками (или фермами), распорками по колоннам в уровне поясов стропильных ферм или поясами подстропильных ферм.

## 2. Сплошные колонны

Сплошные колонны обычно проектируют двутаврового сечения. Для колонн с постоянным по высоте сечением и надкрановых частей ступенчатых колонн применяются симметричные двутавры. Если момент одного знака значительно отличается по абсолютному значению от момента другого знака, целесообразно применение несимметричного сечения.

Для снижения трудоемкости изготовления колонн рационально применение прокатных двутавров с параллельными гранями типа Ш (рис. 14.4, а). Однако расход стали в этом случае иногда несколько увеличивается.

Составные сечения компонуется из трех листов (рис. 14.4, б) или листов и сварных а также прокатных двутавров (рис. 14.4, в). В колоннах крайних рядов для удобства крепления стенового ограждения используются сечения, показанные на рис. 14.4, г.

При компоновке составных сечений необходимо обеспечить условия применения автоматической сварки (см. гл. 5), а также местную устойчивость полок и стенки.

Стержень внецентренно сжатой колонны (или ее участок) должен быть проверен на прочность и устойчивость как в плоскости, так и из плоскости рамы (см. гл. 3). Поскольку колонна не подвергается непосредственному воздействию динамических нагрузок, ее прочность проверяют с учетом развития пластических деформаций по формуле

$$\left(\frac{N}{A_{нт} R\gamma}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xнт мин} R\gamma} + \frac{M_y}{c_y W_{yнт мин} R\gamma} \leq 1, \quad (14.8)$$

где  $N$ ,  $M_x$  — продольная сила и момент, действующие в плоскости рамы,  $M_y$  — изгибающий момент из плоскости рамы (обычно он отсутствует);  $A_{нт}$ ,  $W_{xнт мин}$ ,  $W_{yнт мин}$  — площадь и минимальные моменты сопротивления сечения нетто,  $n$ ,  $c$  — коэффициенты для расчета элементов на прочность с учетом развития пластических деформаций (прил. 5).

Проверку прочности необходимо делать только для колонн, имеющих ослабленные сечения, а также при значениях приведенного эксцентриситета  $m_1 > 20$ . В большинстве случаев несущая способность колонны определяется ее устойчивостью.

Проверку устойчивости сплошной внецентренно сжатой колонны в плоскости действия момента  $M_x$  (в плоскости рамы) выполняют по формуле

$$N/\varphi_{x вн} A \leq R\gamma, \quad (14.9)$$

где  $\varphi_{x вн}$  — коэффициент снижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии зависит от условной гибкости стержня  $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R/E}$  и приведенного эксцентриситета  $m_{x1} = \eta m_x$  (прил. 8);  $m_x = e_x/\rho_x = M_x A/NW_{cx}$  — относительный эксцентриситет;  $W_{cx}$  — момент сопротивления наиболее сжатого волокна;  $\eta$  — коэффициент влияния формы сечения (прил. 10).

Потеря устойчивости внецентренно сжатого стержня происходит в упругопластической стадии работы материала, поэтому при проверке устойчивости вводится коэффициент  $\eta$ , учитывающий степень ослабления сечения пластическими деформациями и зависящий от формы сечения.

Устойчивость внецентренно сжатого стержня зависит от характера эпюры моментов по длине стержня. Для колонн рамных систем значения  $M_x$  принимают равными максимальному моменту на длине участка постоянного сечения. Для других случаев значения момента определяют по СНиП II-23-81.

При проверке устойчивости следует рассмотреть возможные комбинации  $M_x$  и  $N$  (см. табл. 12.6) и выбрать из них наилучшие.

В плоскости действия момента  $M_x$  колонны имеют обычно более развитое сечение, поэтому, если  $I_x > I_y$ , возможна потеря устойчивости из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

Проверку устойчивости из плоскости действия момента выполняют по формуле

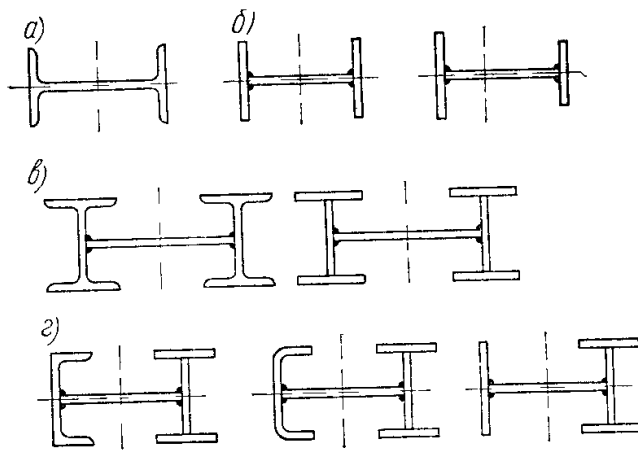


Рис. 14.4. Типы сечений сплошных колонн

$$N/c\varphi_y A \leq R\gamma, \quad (14.10)$$

где  $\varphi_y$  — коэффициент продольного изгиба, определяемый по прил. 7 в зависимости от гибкости  $\lambda_y = l_y/i_y$ ;  $c$  — коэффициент, учитывающий влияние момента  $M_x$  при изгибно-крутильной форме потери устойчивости

Коэффициент  $c$  определяют по формулам:

при  $m_x \leq 5$

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x), \quad (14.11)$$

где  $\alpha, \beta$  — коэффициенты, определяемые по прил. 11;

при  $m_x \geq 10$

$$c = 1 / [1 + m_x \varphi_y / \varphi_6], \quad (14.12)$$

где  $\varphi_6$  — коэффициент снижения расчетного сопротивления при потере устойчивости балок (см. гл. 7, § 4), в большинстве практических случаев при проверке устойчивости колонн  $\varphi_6 = 1,0$ ;

при  $5 < m_x < 10$

$$c = c_5 (2 - 0,2m_x) + c_{10} (0,2m_x - 1), \quad (14.13)$$

где  $c_5$  определяют по формуле (14.11) при  $m_x = 5$ , а  $c_{10}$  — по формуле (14.12) при  $m_x = 10$ .

При определении относительного эксцентриситета  $m_x = M_x A / (N W_{cx})$  за расчетный момент принимается: для стержней с шарнирно опертыми концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, — максимальный момент в пределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента); для консолей — момент в заделке.

При гибкости  $\lambda_y > \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R}$  коэффициент  $c$  не должен превышать значений, определяемых по нормам (см. СНиП II-23-81, п. 5.31). Во всех случаях  $c < 1$ .

Если колонна работает на сжатие и изгиб в двух плоскостях, то ее устойчивость при совпадении плоскостей симметрии ( $x-x$ ) и наибольшей жесткости ( $I_x > I_y$ ) проверяется по формуле

$$N / (\varphi_{вн xy} A) \leq R\gamma, \quad (14.14)$$

$$\text{где } \varphi_{вн xy} = \varphi_{вн y} \left( 0,6 \sqrt[3]{c} + 0,4 \sqrt[4]{c} \right). \quad (14.15)$$

Коэффициент  $\varphi_{вн y}$  определим по прил. 8 в зависимости от

$$m_{1y} = \eta \frac{M_y A}{N W_{cy}} \text{ и } \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R/E},$$

значения коэффициента  $c$  — по формулам (14.11)—(14.13).

Если  $m_{1y} < m_x$ , то кроме расчета по формуле (14.14) необходимо провести проверку по формулам (14.9) и (14.10), принимая  $e_y = 0$ .

Практический подбор сечения сплошных колонн удобно выполнять в следующем порядке.

По методике, изложенной в п. 1 этого параграфа, находят коэффициенты приведения  $\mu$  и определяют расчетные длины  $l_x$  и  $l_y$ . В соответствии с формулой (14.9) требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = N / (\varphi_{вн} R\gamma). \quad (14.16)$$

Для симметричного двутавра  $i_x \approx 0,42h$  и  $\rho_x = 2i_x^2/h \approx 0,35h$ , где  $h$  — высота сечения колонны, назначенная при компоновке рамы. В таком случае

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x} \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{l_x}{0,42h} \sqrt{\frac{R}{E}} \text{ и } m_x = \frac{l_x}{\rho_x} = \frac{M_x}{N \cdot 0,35h}.$$

По полученным значениям  $m_x$  и  $\bar{\lambda}_x$  по прил. 10 определяют коэффициент  $\eta$ . В первом приближении можно принять соотношение площадей полки  $A_n$  и стенки  $A_{ст}$   $A_n/A_{ст} = 0,5$ . Зная величину приведенного эксцентриситета  $m_{x1} = \eta m_x$  и условную гибкость  $\bar{\lambda}_x$ , по прил. 8 получим значение коэффициента  $\varphi_{вн}$  и по формуле (14.16) требуемую площадь сечения  $A_{тр}$ .



По требуемой площади  $A_{тр}$  подбирают по сортаменту прокатный двутавр с параллельными гранями полк (тип Ш) или komponуют сечение из трех листов. Наиболее выгодным по расходу стали является тонкостенное сечение. Однако минимальная толщина листов ограничивается условиями местной устойчивости.

Потеря устойчивости внецентренно сжатой колонны в плоскости действия момента происходит в упругопластической стадии работы материала (см. гл. 3) и в наиболее сжатой полке, и в примыкающей части стенки развиваются пластические деформации (см. рис. 3.21).

В целях предотвращения местной потери устойчивости стенки предельное отношение высоты стенки  $h_{ст}$  к ее толщине  $t_{ст}$  не должно превышать значений, указанных в табл. 14.2.

Таблица 14.2. Наибольшие отношения  $h_{ст}/t_{ст}$  при разных значениях условной гибкости стержня

Значение относительного эксцентриситета	$\bar{\lambda} < 0,8$	$\bar{\lambda} > 0,8$
$m < 0,3$	$h_{ст}/t_{ст} = \sqrt{E/R}$	$h_{ст}/t_{ст} = (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \sqrt{E/R}$ , но не более $2,9 \sqrt{E/R}$
$m \geq 1$	$h_{ст}/t_{ст} = 1,3 \sqrt{E/R}$	$h_{ст}/t_{ст} = (0,9 + 0,5\bar{\lambda}) \sqrt{E/R}$ , но не более $3,1 \sqrt{E/R}$

Примечание При промежуточных значениях  $m(h_{ст}/t_{ст})_{max}$  определяются линейной интерполяцией между  $h_{ст}/t_{ст}$ , вычисленными при  $m=0,3$  и  $m=1$ .

Толщина стенки из условия местной устойчивости получается достаточно большой, что делает сечение неэкономичным, особенно при высоте сечения колонны 700 мм и более. В ряде случаев целесообразно уменьшить толщину стенки, приняв  $h_{ст}/t_{ст} = 80 \dots 120$  ( $t_{ст} = 6, 8, 10, 12$  мм), и обеспечить ее устойчивость постановкой продольных ребер жесткости (рис. 14.5, а, б), расположенных с одной или двух сторон стенки. Продольные ребра включаются в расчетное сечение колонны. При этом часть стенки между поясом и ребром рассматривается как самостоятельная пластинка. Момент инерции продольного ребра относительно оси стенки должен быть не менее  $I_p \geq 6h_{ст}t_{ст}^3$ . При постановке ребра с одной стороны стенки его момент инерции  $I_p$  вычисляется относительно оси, совмещенной с гранью стенки. Постановка продольных ребер значительно увеличивает трудоемкость изготовления колонны и целесообразна только при большой (свыше 1000 мм) ее ширине.

Поскольку переход стенки в критическое состояние еще не означает потерю несущей способности стержня, нормы допускают использование закритической работы стенки. В этом случае неустойчивую часть стенки а считают выключившейся из работы и в расчетное сечение колонны включают два крайних участка стенки шириной по  $0,85t_{ст}\sqrt{E/R}$  (рис. 14.5, в). Исключение части стенки из расчетного сечения учитывается только при определении площади сечения  $A$ ; все прочие геометрические характеристики определяются для целого сечения.

Назначив толщину стенки, определяют требуемую площадь полки  $A_{п.тр}$ :

$$A_{п.тр} = (A_{тр} - t_{ст}h_{ст})/2$$

$$\text{или } A_{п.тр} = (A_{тр} - 2 \cdot 0,85t_{ст}^2\sqrt{E/R})/2,$$

если местная устойчивость стенки не обеспечена. Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента ширина полки принимается не менее  $(1/20 \dots 1/30) l_y$ . Толщину полки назначают с учетом условия местной устойчивости. Для неокаймленной полки двутавра

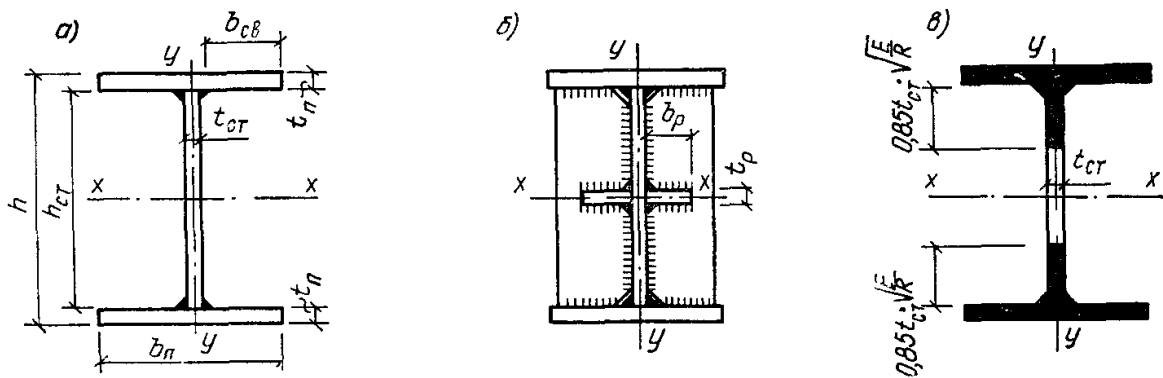


Рис. 14.5. К подбору сечения сплошных колонн

и тавра предельное отношение ширины свеса  $b_{cb}$  к толщине  $t_{п}$ , как и для сжатых элементов, определяется по формуле

$$b_{cb}/t_{п} = (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{E/R}. \quad (14.17)$$

Для других типов сечений  $b_{cb}/t_{п}$  указаны в нормах.

Скомпоновав сечение колонны, проводят проверку ее устойчивости в плоскости и из плоскости действия момента по формулам (14.9) и (14.10).

Потеря устойчивости внецентренно сжатой колонны из плоскости действия момента определяется фибровой текучестью, т. е. стенка в этом случае работает в упругой стадии.

Устойчивость стенки при упругой работе (см. гл. 3) зависит от величины  $\alpha = (\sigma - \sigma_1)/\sigma$  и  $\tau$ , где  $\sigma = N/A + My_c/I$  — наибольшее сжимающее напряжение в стенке ( $y_c$  — расстояние от центра тяжести до сжатого края стенки);  $\sigma_1 = N/A - My_p/I$  — соответствующее напряжение у противоположного края стенки ( $y_p$  — расстояние от центра тяжести сечения до разгружаемого моментом края стенки);  $\tau = Q/h_{ct}t_{ct}$  — среднее касательное напряжение в стенке.

При  $\alpha \leq 0,5$  наибольшее отношение  $h_{ct}/t_{ct}$  принимается как для центрально-сжатых элементов (см. гл. 3, § 5); при  $\alpha \geq 1$  определяется по формуле

$$\frac{h_{ct}}{t_{ct}} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R}}, \quad (14.18)$$

где  $\beta = 1,4(2\alpha - 1)\tau/\sigma$ .

При  $0,5 < \alpha < 1$  значение  $(h_{ct}/t_{ct})_{max}$  определяется по линейной интерполяции между значениями, вычисленными при  $\alpha = 0,5$  и  $\alpha = 1$ .

Если условие (14.18) соблюдается, то проверку устойчивости колонны из плоскости действия момента по формуле (14.10) проводят с учетом всей площади сечения; если стенка неустойчива и принятое соотношение  $h_{ct}/t_{ct}$  больше предельного, то в расчет включают два участка стенки по  $0,85 t_{ct} \sqrt{E/R}$ .

После проверки подобранного сечения в случае необходимости (при недонапряжении свыше 5% или перенапряжении) проводят корректировку и повторную проверку.

Стенки сплошных колонн при  $h_{ct}/t_{ct} \geq 2,2 \sqrt{E/R}$  нужно укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии  $(2,5-3)h_{ct}$  одно от другого, которые увеличивают жесткость колонны при кручении. На каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Ширину выступающей части ребра  $b_p$  принимают не менее:  $h_{ct}/30 + 40$  мм — для парного симметричного ребра;  $h_{ct}/24 + 50$  мм — для одностороннего ребра; толщину ребра  $t_p$  — не менее  $2b_p \sqrt{E/R}$ .

Сварные швы, соединяющие стенку и полки в составных сечениях, следует выполнять сплошными. Высоту швов назначают в зависимости от толщины полок (см. табл. 5.4).

В колоннах зданий, эксплуатируемых в неагрессивных и слабоагрессивных средах при температуре выше  $-40^{\circ}\text{C}$ , допускается применять односторонние швы, кроме мест примыкания вертикальных связей, кронштейнов, балок и других элементов, где обязательна двусторонняя сварка.

Для подбора несимметричного сечения следует рассмотреть два нагружения с положительным и отрицательным моментами (рис. 14.6). Приближенно можно принять, что высота стенки и расстояние между центрами тяжести полок равны высоте сечения колонны  $h_{ст} \approx h_{п} \approx h$ : погрешность при таком допущении не превышает 5 %.

Введем следующие безразмерные параметры: показатель асимметрии  $k = y_1/y_2$  и характеристику распределения материала в сечении  $p = A_{ст}/A$ . В колоннах обычно  $p = 0,25 \dots 0,6$ . Требуемое значение  $k$  можно определить из условия равенства максимальных напряжений в крайних точках сечения, т.е.  $\sigma_1 = \sigma_2$ , где  $\sigma_1 = N_1/A + M_1 y_1/I$  — максимальные напряжения при 1-й комбинации усилий;  $\sigma_2 = N_2/A + M_2 y_2/I$  — то же, при 2-й комбинации усилий.

Продольная сила по длине участка ступенчатой колонны меняется незначительно, поэтому можно принять  $N_1 = N_2 \approx N$ , тогда  $k = y_1/y_2 = M_2/M_1$ .

Выразим геометрические характеристики сечения через полную площадь  $A$  и безразмерные характеристики  $k$  и  $p$ :

$$A_{ст} = pA; \quad I_x = Ah^2 \left[ \frac{k}{(1+k)^2} - \frac{p}{6} \right];$$

$$y_1 = \frac{k}{1+k} h; \quad y_2 = \frac{1}{1+k} h;$$

$$i_x = h \sqrt{\frac{k}{(1+k)^2} - \frac{p}{6}};$$

$$\rho_{x1} = \frac{i_x^2}{y_1} = \beta_1 h; \quad \rho_{x2} = \frac{i_x^2}{y_2} = \beta_2 h;$$

$$\beta_1 = \frac{1}{1+k} - \frac{p(1+k)}{k}; \quad \beta_2 = \frac{k}{1+k} - \frac{p(1+k)}{6}.$$

Требуемую площадь  $A_{тр}$  найдем из комбинации с максимальным по абсолютному значению моментом  $A_{тр} = N/\varphi_{вн} R \gamma$ . Значение  $\varphi_{вн}$  определим по прил. 8, зная, что  $\bar{\lambda}_x = (l_x/i_x) \sqrt{E/R}$  и  $m_{x1} = \eta m_x = \eta (M/N \rho_x)$ .

Далее назначаем с учетом условия местной устойчивости толщину стенки и определяем площадь полок. Учитывая, что  $y_2 = h/(1+k)$  и  $y_2 \approx (A_1 h + A_{ст} h/2)/A$ , найдем  $A_1 = A/(1+k) - A_{ст}/2$  и  $A_2 = A - A_{ст} - A_1$ .

Компоновку полок выполняем так же, как и для симметричного сечения.

В заключение проводятся проверка подобранного сечения и его корректировка.

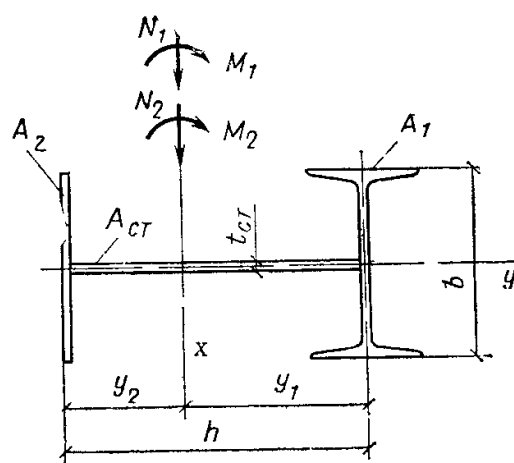


Рис. 14.6. К подбору сечения несимметричной колонны

### 3. Решетчатые колонны

Стержень решетчатой колонны состоит из двух ветвей, связанных между собой соединительной решеткой. Решетку обычно устанавливают в двух плоскостях (по граням ветвей), хотя для легких колонн иногда применяют решетку, расположенную по оси сечения. Для лучшего включения обеих ветвей колонны в работу на вертикальную нагрузку от кранов в колоннах крайних рядов верхний конец первого (сверху) раскоса целесообразно крепить к подкрановой ветви (см. рис. 14.1, в).

Распространенные сечения сквозных колонн показаны на рис. 14.7. Для колонн крайних рядов чаще применяют несимметричные сечения с наружной ветвью швеллерной формы (для удобства примыкания стены) (рис. 14.7, а). Наиболее проста эта ветвь из прокатного швеллера, применяется она только в легких колоннах; в более мощных колоннах ветвь проектируют либо из гнутого листа толщиной до 16 мм, либо составного сечения.

Колонны средних рядов проектируют обычно симметричного сечения (рис. 14.7, б) с ветвями из прокатных профилей (двутавр типа Ш) либо составного сечения. Сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами; от действующих в колонне расчетных усилий  $N$  и  $M$  в ее ветвях возникают только продольные усилия. Поперечную силу  $Q$  воспринимает решетка. Несущая способность колонны может быть исчерпана в результате потери устойчивости какой-либо ветви (в плоскости или из плоскости рамы) или в результате потери устойчивости колонны в целом (в предположении, что она работает как единый сквозной стержень).

Продольные усилия в ветвях колонны несимметричного сечения (рис. 14.8) определяют по формулам:

в ветви 1

$$N_{в1} = N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0}; \quad (14.19)$$

в ветви 2

$$N_{в2} = N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0}. \quad (14.20)$$

Здесь  $N$ ,  $M$  — расчетные продольная сила и изгибающий момент;  $y_1$ ,  $y_2$  — расстояние от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести соответствующих ветвей,  $h_0 = y_1 + y_2$  — расстояние между центрами тяжести ветвей колонны.

В формулах (14.19) и (14.20) значения  $N$  и  $M$  принимают в комбинациях, дающих наибольшие значения  $N_{в1}$  и  $N_{в2}$ .

После определения расчетных усилий в ветвях каждую из них проверяют на устойчивость в обеих плоскостях как работающую на центральное сжатие (см. рис. 14.8).

Устойчивость ветви 1 в плоскости колонны (рамы)

$$N_{в1} / (\varphi_1 A_{в1}) \leq R\gamma; \quad (14.21)$$

из плоскости колонны

$$N_{в1} / (\varphi_y A_{в1}) \leq R\gamma, \quad (14.22)$$

где  $\varphi_1$  — коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости ветви  $\lambda_{в1} = l_{в1} / i_1$  ( $l_{в1}$  — расчетная длина ветви в плоскости колонны, равная расстоянию между узлами крепления решетки;  $i_1$  — радиус инерции сечения ветви относительно оси 1—1);  $\varphi_y$  — коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости  $\lambda_y = l_y / i_y$  ( $l_y$  — расчетная длина ветви из плоскости колонны, равная обычно высоте нижней части колонны,  $i_y$  — радиус инерции сечения ветви относительно оси  $y$ — $y$ );  $A_{в1}$  — площадь сечения ветви.

Аналогично проверяют устойчивость ветви 2.

Устойчивость колонны или ее участка как единого стержня (в плоскости действия момента) проверяют по формуле (14.9) как для внецентренно сжатого стержня:  $N / \varphi_{вн} A \leq R\gamma$ , но коэффициент  $\varphi_{вн}$  определяют в зависимости от условной приведенной гибкости  $\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр} \sqrt{E/R}$

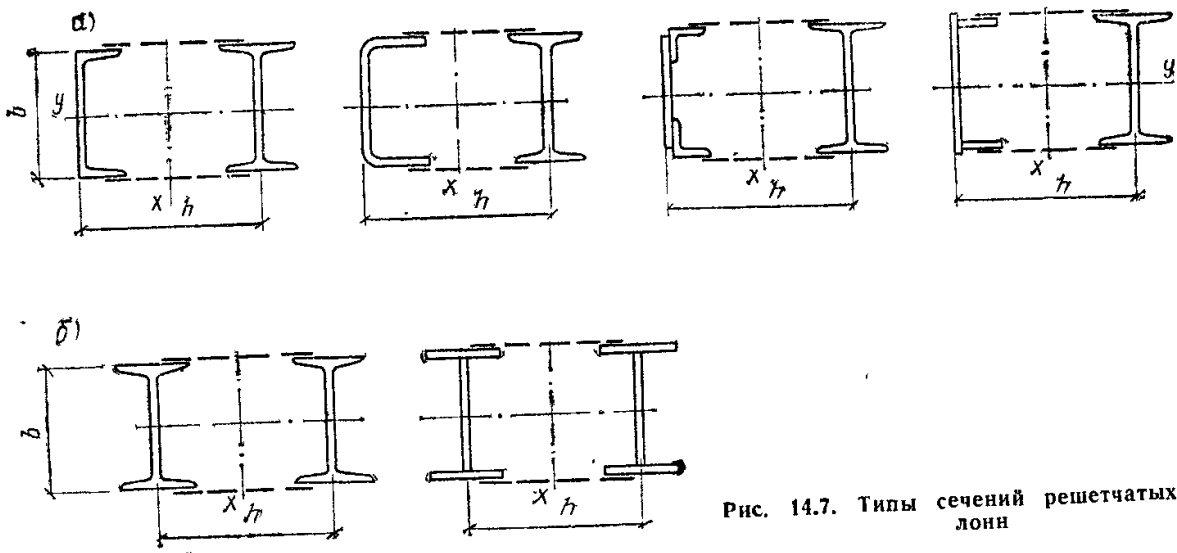


Рис. 14.7. Типы сечений решетчатых колонн

относительного эксцентриситета  $m_x$  (коэффициент  $\eta$  не учитывается, см. гл. 3) по прил. 9 для сквозных стержней. Приведенную гибкость  $\lambda_{пр}$  вычисляют так же, как для центрально-сжатых сквозных колонн (см. гл. 8, § 3).

Относительный эксцентриситет для сквозных сечений определяют по формуле

$$m_x = e_x \frac{A}{W_x} = \frac{M_x A}{N I_x} y_1, \quad (14.23)$$

где  $M_x$  — расчетное значение изгибающего момента при проверке устойчивости, принимаемое так же, как для сплошных колонн,  $A$  — площадь сечения стержня (обеих ветвей);  $I_x = A_{в1} y_1^2 + A_{в2} y_2^2$  — момент инерции сечения колонны (см. рис. 14.8);  $y_1$  — расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести наиболее нагруженной ветви колонны.

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечивается проверкой устойчивости в этом направлении каждой из ветвей по формуле (14.22). Чтобы увеличить сопротивление колонны скручиванию, ветви колонны соединяют жесткими поперечными диафрагмами, расположенными у концов отправочных элементов. Элементы решетки сквозной внецентренно сжатой колонны рассчитывают на поперечную силу, равную большей из величин: определенной при статическом расчете, или условной  $Q_{усл}$  (см. гл. 8, § 5). Сечения элементов решетки подбирают точно так же, как в центрально-сжатых колоннах (см. гл. 8, § 5).

Если раскосы центрировать на ось ветви, то при малой ширине ветви приходится устраивать в узлах фасонки для крепления раскосов. Для упрощения узлов допускается центрировать раскосы на грань ветви, что приводит к появлению в узлах местных изгибающих моментов и более раннему развитию пластичности.

Расчет ветвей на совместное действие продольной силы и момента от внецентренного крепления решетки обычно не производят, так как местные пластические деформации приближают условия работы колонны к принятой расчетной схеме с шарнирными узлами и несущественно влияют на несущую способность колонны.

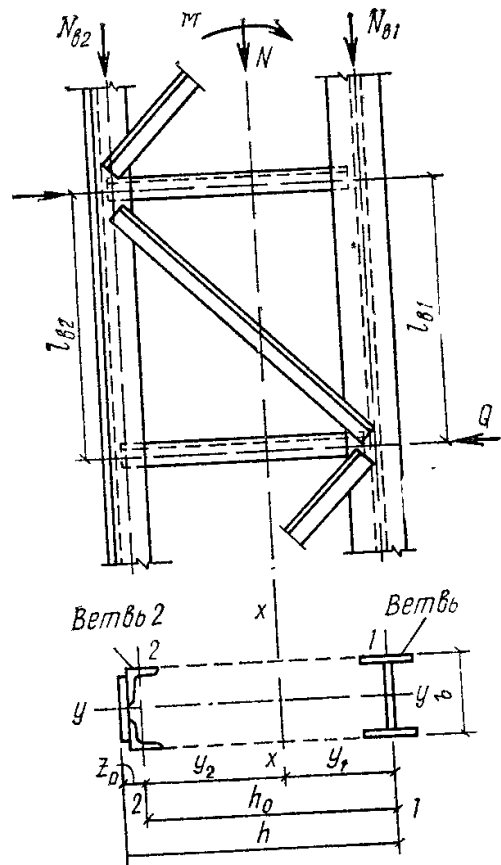


Рис. 14.8. К расчету решетчатой колонны

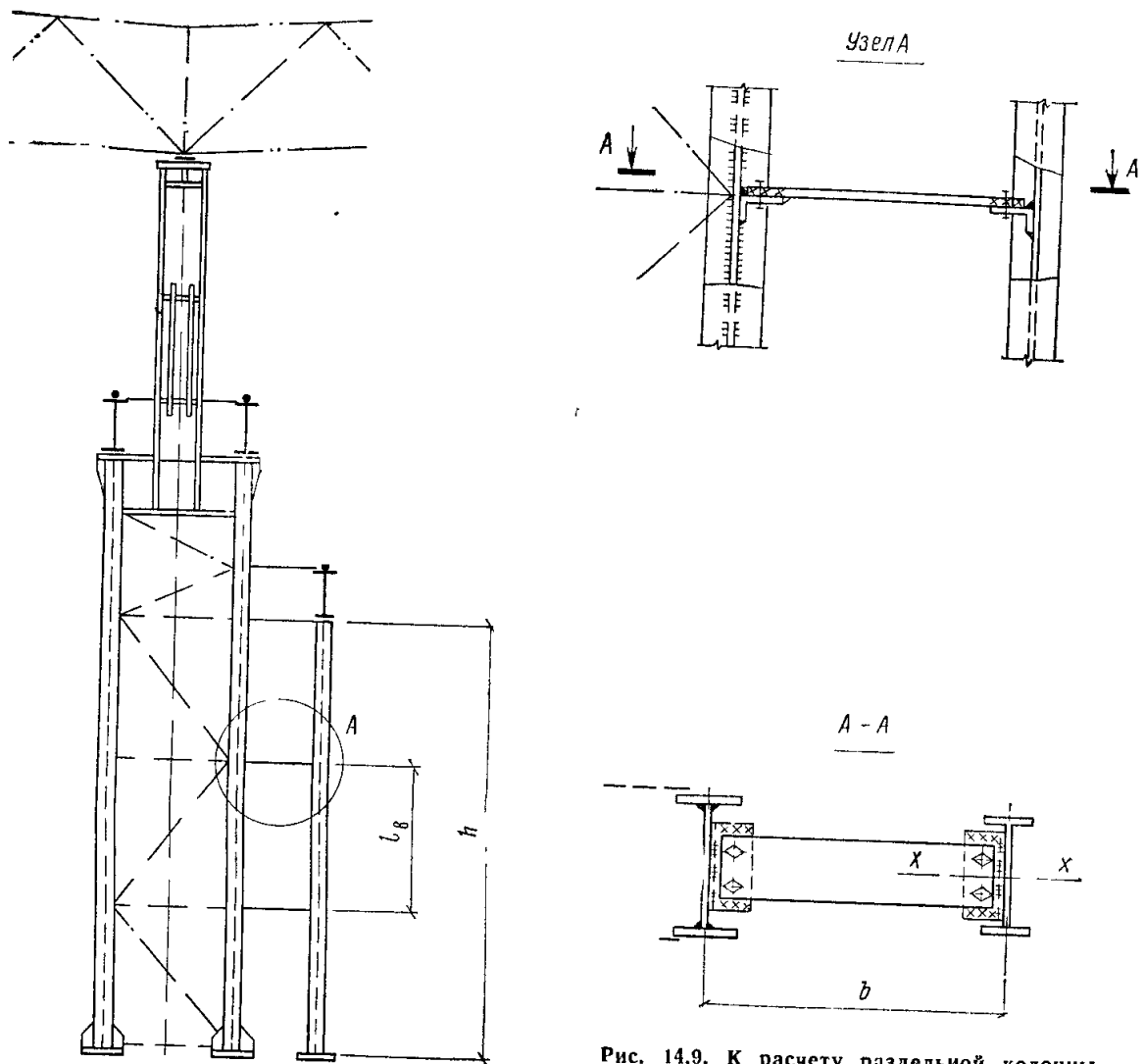


Рис. 14.9. К расчету раздельной колонны

Сечение внецентренно сжатой сквозной колонны обычно подбирают в следующем порядке.

По формулам (14.19) и (14.20) определяют ориентировочно усилия в ветвях колонны. Так как заранее положение центра тяжести сечения неизвестно, то предварительно принимают  $y_1 \approx (0,45 \dots 0,55) h_0$ ;  $y_2 \approx (0,55 \dots 0,45) h_0$  и  $h_0 = h$  (размер  $h$  установлен при компоновке рамы).

Положение центра тяжести сквозной колонны несимметричного сечения более точно можно определить в предположении, что площади ветвей пропорциональны усилиям в них, из решения уравнения

$$y_1^2 - \left( \frac{M_1 + M_2}{N_1 - N_2} + h_0 \right) y_1 + \frac{M_2 h_0}{N_1 - N_2} = 0, \quad (14.24)$$

где  $N_1, M_1$  — комбинация усилий с моментом, догружающим ветвь 1;  $N_2, M_2$  — комбинация усилий с моментом, догружающим ветвь 2.

В большинстве случаев  $N_1 \approx N_2$  (разница не превышает 10 %) и

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} h_0. \quad (14.25)$$

Для симметричных сечений  $y_1 = y_2 = 0,5 h_0$ .

Далее находят требуемую площадь ветвей

$$A_{B1} = N_{B1} / (0,7 \dots 0,9) R\gamma \quad \text{и} \quad A_{B2} = N_{B2} / (0,7 \dots 0,9) R\gamma \quad (14.26)$$

и komponуют сечения ветвей. Ширину ветви для обеспечения устойчивости колонны из плоскости рамы принимают  $1/20 \text{—} 1/30$  длины ветви (длины колонны или ее участка из плоскости рамы). Ветви колонны работают на центральное сжатие, поэтому местная устойчивость полок и стенки обеспечивается так же, как и в центрально-сжатых колоннах (см. гл. 8, § 5).

После этого определяют геометрические характеристики обеих ветвей и всего сечения в целом. По формулам (14.19) и (14.20) уточняют значение продольных сил в ветвях и проверяют их устойчивость в обеих плоскостях по формулам (14.21) и (14.22). Устойчивость стержня в целом проверяют после подбора сечений раскосов решетки.

#### 4. Раздельные колонны

Подкрановую стойку раздельной колонны проектируют обычно из прокатного двутавра (рис. 14.9). Эту стойку рассчитывают на осевую сжимающую силу  $N$ , равную сумме опорных давлений подкрановых балок ( $D_{max}$  — при установке кранов у колонны) (см. гл. 12). Устойчивость стойки должна быть проверена как в плоскости рамы (относительно оси  $y-y$ ), так и из ее плоскости (ось  $x-x$ ) (см. рис. 14.9):  $N/\varphi_y A \leq R\gamma$  и  $N/\varphi_x A \leq R\gamma$ .

Гибкость стойки  $\lambda_y = l_y/i_y = l_b/i_y$  и  $\lambda_x = l_x/i_x$ . Здесь  $l_b$  — расстояние между соединительными планками;  $l_x$  — расчетная длина стойки из плоскости рамы, определяемая как для стержня, защемленного внизу и шарнирно опертого верхним концом, т. е.  $l_x = 0,7h$ .

Соединительные планки проектируют гибкими в вертикальном направлении из листов  $t = 10 \dots 12$  мм. Расстояние между планками целесообразно назначать из условия равноустойчивости стойки в обеих плоскостях ( $\lambda_x = \lambda_y$ ), откуда  $l_b = l_x i_y / i_x$ .

Планки должны быть проверены на устойчивость от условной поперечной силы  $Q_{усл}$ . Расчетная длина планки принимается равной расстоянию  $b$  между стойкой и основной ветвью колонны (см. рис. 14.9), гибкость планки  $\lambda$  не должна превышать 120.

### § 3. Узлы колонн

#### 1. Оголовки колонн

Опирающие стропильных ферм на колонны может быть запроектировано сверху или сбоку. Опирающие сверху (см. рис. 13.15) применяют при шарнирном присоединении ригелей к колоннам. Опорное давление стропильных ферм  $F_f$  передается на опорную плиту оголовка колонны, затем через ребро оголовка на стенку колонны (или траверсу в сквозной колонне). Конструирование и расчет таких оголовков проводятся так же, как в центрально-сжатых колоннах, и рассмотрены в гл. 8.

Опирающие ферм на колонны сбоку проектируют как при жестком, так и при шарнирном соединении ригеля с колонной (см. рис. 13.16). Конструирование и расчет этих узлов рассмотрены в п. 3 § 3 предыдущей главы.

#### 2. Узлы опирания подкрановых балок и стыки колонн

В колоннах постоянного по высоте сечения подкрановые балки и другие конструкции опираются на специальные консоли (рис. 14.10). При кранах небольшой грузоподъемности применяются одностенчатые консоли, привариваемые к стержню колонны на заводе-изготовителе (если позволяют габариты перевозки). Консоль и швы ее крепления к колонне рассчитывают на изгибающий момент  $M = D_{max}e$  и срез силой  $D_{max}$  ( $D_{max}$  — максимальное усилие от кранов).

Напряжения у основания консоли и в швах ее крепления можно опеределить, предполагая, что момент воспринимается только полками  $N = M/h_k$ , а вертикальная сила — стенкой. Полку колонны следует проверять на растяжение в направлении толщины проката (линия 1-1 на рис. 14.10, а).

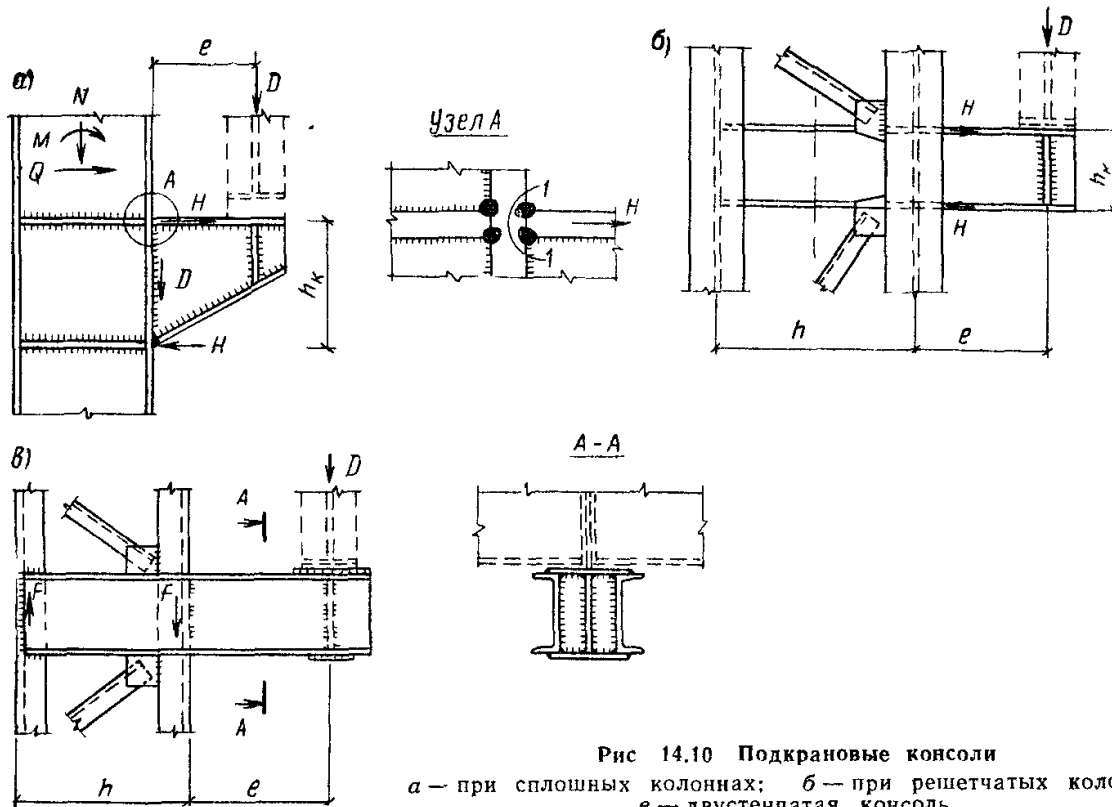


Рис 14.10 Подкрановые консоли  
 а — при сплошных колоннах; б — при решетчатых колоннах;  
 в — двустенчатая консоль

В стенке колонны в месте примыкания консоли возникает сложное напряженное состояние, и ее прочность проверяется по приведенным напряжениям по формуле

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15R\gamma, \quad (14.27)$$

где

$$\sigma = N/A + M/W; \quad \tau = (Q + H)/A_{ст};$$

$A_{ст}$  — площадь стенки колонны

Швы крепления ребер колонны к стенке и полке необходимо проверить на действие усилия  $H$ .

При передаче больших усилий устраивают двустенчатую консоль (рис. 14.10, в). Сечение консоли проверяют на действие момента  $M = D_{max}e$  и перерезывающей силы  $D_{max}$ . Усилие в швах крепления консоли к ветвям колонны находят по правилу рычага:  $F = D_{max}[(h+e)/h]$ ,  $F_1 = D_{max}e/h$  (обозначения см. на рис. 14.10, в). Учитывая возможность неравномерной передачи нагрузки на ветви консоли, усилие увеличивают на 20 %.

В ступенчатых колоннах подкрановые балки опираются на уступ колонны. Для передачи усилий от верхней части колонны и подкрановых балок на нижнюю часть в месте уступа устраивают траверсу (рис. 14.11). Высоту траверсы  $h_{тр}$  принимают равной 0,5—0,8 ширины нижней части колонны. Усилие  $D_{max}$  через плиту толщиной 20—25 мм передается на стенку траверсы. При передаче усилия через фрезерованную поверхность стенка траверсы работает на смятие и проверяется по формуле

$$\sigma = D_{max}/l_{см} t_{ст тр} \leq R_{см тр} \gamma, \quad (14.28)$$

где  $l_{см} = b_{оп} + 2t_{пл}$  — длина сминаемой поверхности,  $b_{оп}$  — ширина опорных ребер балок,  $t_{ст тр}$ ,  $t_{пл}$  — толщина стенки траверсы и плиты.

Продольная сила  $N$  и изгибающий момент  $M$  от верхней части колонны через вертикальные ребра также передаются на траверсу. В запас прочности допустимо считать, что усилия  $N$  и  $M$  передаются только через полки верхней части колонны:  $N_{п} = N/2 \pm M/h_v$ , где  $N$  и  $M$  — усилия в сечении II—II (см. табл. 12.6).



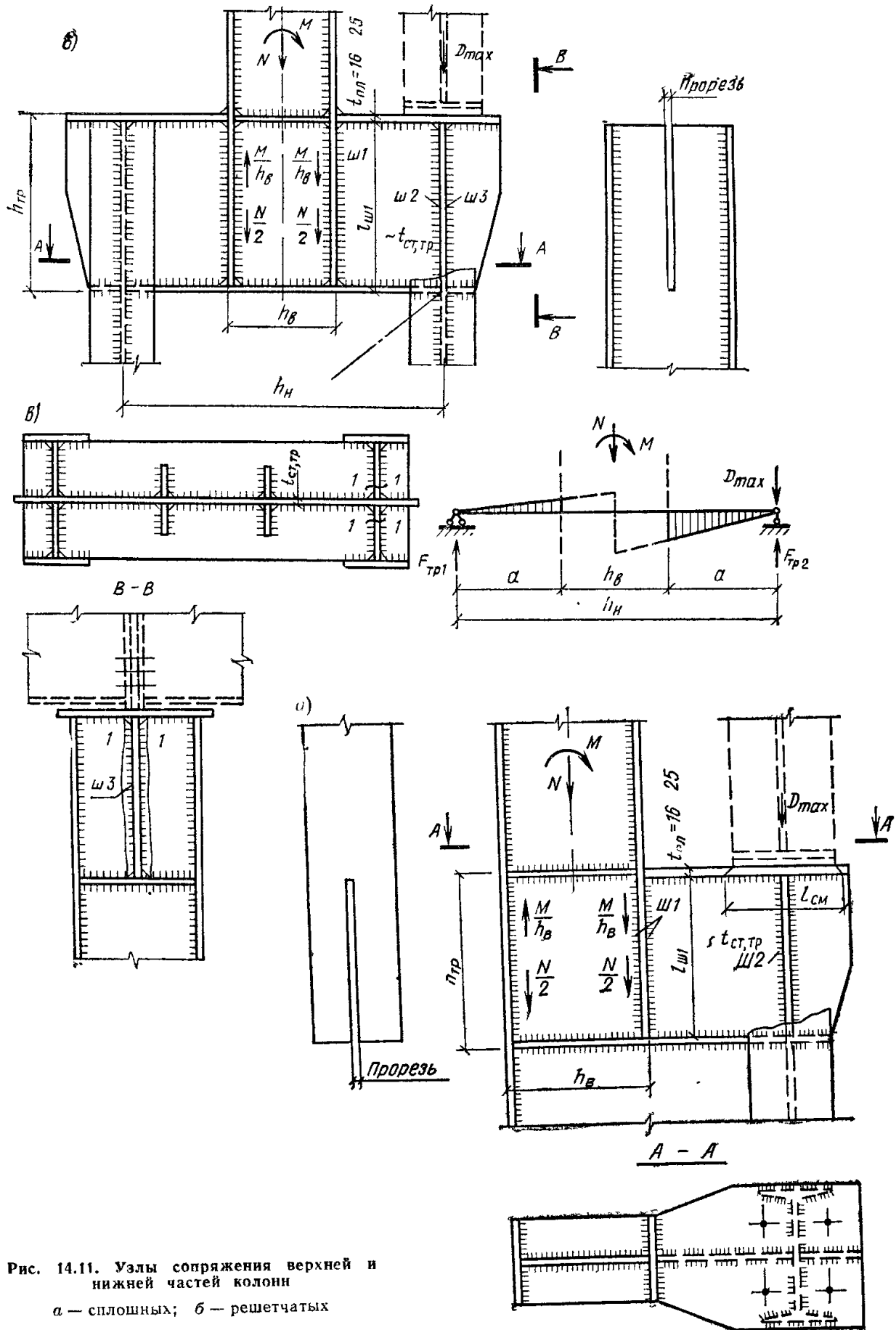


Рис. 14.11. Узлы сопряжения верхней и нижней частей колонн  
 а — сплошных; б — решетчатых

Соответственно требуемая длина шва крепления вертикального ребра к стенке траверсы (ш1) исходя из приварки четырьмя швами определяется по формуле

$$l_{ш} = N_{п} / 4k_{ш} (\beta R_{у}^{св} \gamma_{у}^{св})_{min} \gamma. \quad (14.29)$$

Из условия равнопрочности полки и шва крепления длину шва можно определить по предельному усилию в полке  $N_{п} = A_{п} R$ , где  $A_{п}$  — площадь полки.

В решетчатых колоннах траверса работает как балка двутаврового сечения, нагруженная усилиями  $N$ ,  $M$  и  $D_{max}$  и имеющая пролет, равный ширине нижней части колонны  $h_{н}$  (рис. 14.11, б). Прочность траверсы проверяется на изгиб и срез по формулам

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= M_{тр} / W_{тр} \leq R\gamma \\ \text{и } \tau &= Q_{тр} / h_{ст.тр} t_{ст} \leq R_{ср} \gamma. \end{aligned} \right\} \quad (14.30)$$

Здесь  $h_{ст.тр}$ ,  $t_{ст}$  — высота и толщина стенки траверсы;  $W_{тр}$  — момент сопротивления траверсы;  $M_{тр}$ ,  $Q_{тр}$  — изгибающий момент и поперечная сила.

Для симметричных колонн среднего ряда  $M_{тр} = (N/2 + M/h_{н}) a$ , а  $Q_{тр} = N/2 + M/h_{н} + kD_{max}/2$ . Коэффициент  $k=1,2$  учитывает неравномерную передачу усилия  $D_{max}$  вследствие возможного перекоса поверхности опорных ребер балок (см. гл. 15).

Для колонны крайнего ряда определение  $M_{тр}$  и  $Q_{тр}$  дано в примере.

Швы крепления траверсы к ветвям колонны (ш2) рассчитывают на спорную реакцию траверсы  $F_{тр} = Q_{тр}$ , а шов крепления ребра, устанавливаемого с наружной стороны колонны напротив траверсы (ш3), — на усилии  $F = kD_{max}/2$ .

Для большей надежности крепления траверсы в полке верхней части и в стенке подкрановой ветви (см. рис. 14.11) делают прорезы, в которые заводят стенку траверсы. В этом случае швы крепления траверсы к подкрановой ветви рассчитывают на усилии  $F = N/2 + M/h_{н} + D_{max}$  (для средней колонны).

На это же усилии следует проверить на срез (линия 1—1) стенку подкрановой ветви в месте крепления траверсы

$$\tau = F / 2h_{ст.тр} t_{ст.в} \leq R_{ср} \gamma, \quad (14.31)$$

где  $t_{ст.в}$  — толщина стенки ветви.

При  $\tau > R_{ср} \gamma$  необходимо увеличить высоту траверсы или сделать более толстую вставку в стенке ветви колонны.

В колонне со сплошностенчатой подкрановой частью траверса опирается не только на полки, но и стенку колонны, поэтому расчет траверсы на изгиб не требуется, а прочность швов крепления траверсы к подкрановой полке (ш2) и стенки (по линии 1—1) допускается (в запас) проверять на усилии  $D_{max}$ .

Стыки в колоннах приходится делать в двух случаях: из-за ограниченной длины прокатной стали (заводские стыки) и для членения колонны на отправочные элементы (при  $l > 18$  м), исходя из возможностей транспортирования и монтажа (монтажные стыки).

Заводские стыки следует выполнять сварными встык с полным проваром. Если нельзя выполнить стыковые соединения, то устанавливают накладку (рис. 14.12). Расчет таких соединений целесообразно проводить из условия равнопрочности с основным сечением (см. гл. 5).

Монтажные соединения выполняются встык с полным проваром или на высокопрочных болтах (рис. 14.13). При соединении встык торцы элементов фрезеруют. Для выверки и фиксации стыкуемых элементов

Рис 14.12. Примеры заводских стыков  
1 — стыки листов

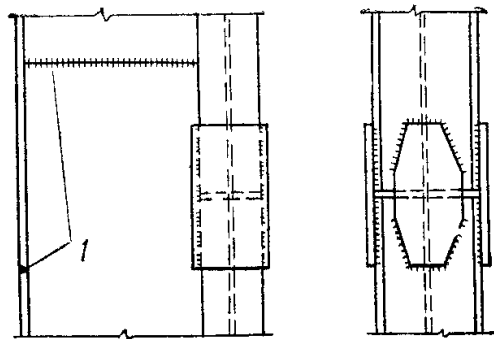


Рис. 14.13. Монтажные стыки колонн  
а — сварной стык, б — стык на высокопрочных болтах, 1 — монтажные стыковочные уголки

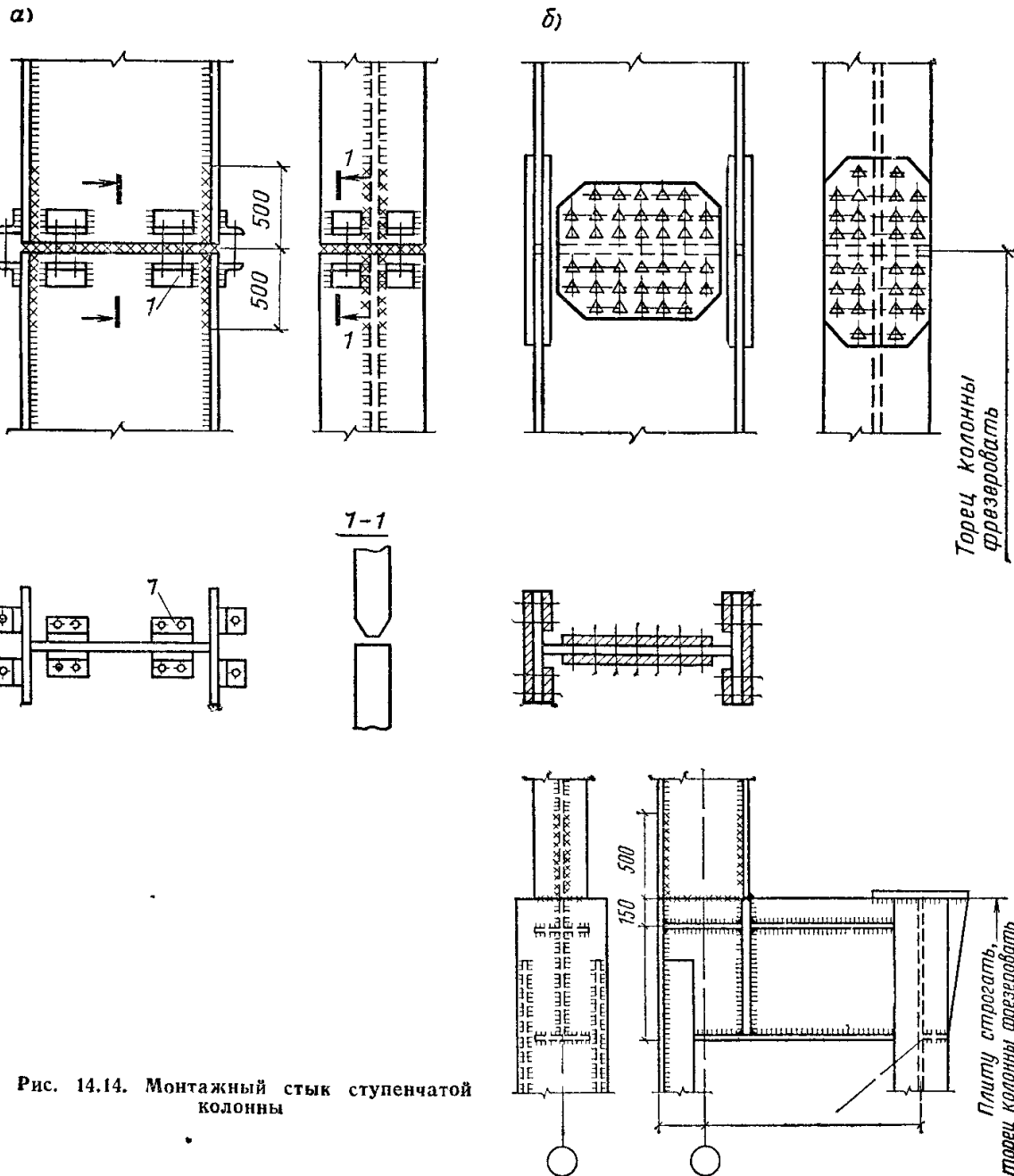
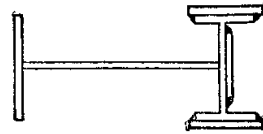


Рис. 14.14. Монтажный стык ступенчатой колонны

устанавливают монтажные уголки (рис. 14.13, а). При разной толщине стыкуемых элементов полки соединяются с помощью накладок.

В монтажных стыках на высокопрочных болтах сжимающие усилия передаются через фрезерованные торцы колонн, а растягивающие — накладками. Для ступенчатых колонн монтажный стык устраивается обычно в месте уступа. Решение такого стыка показано на рис. 14.14.

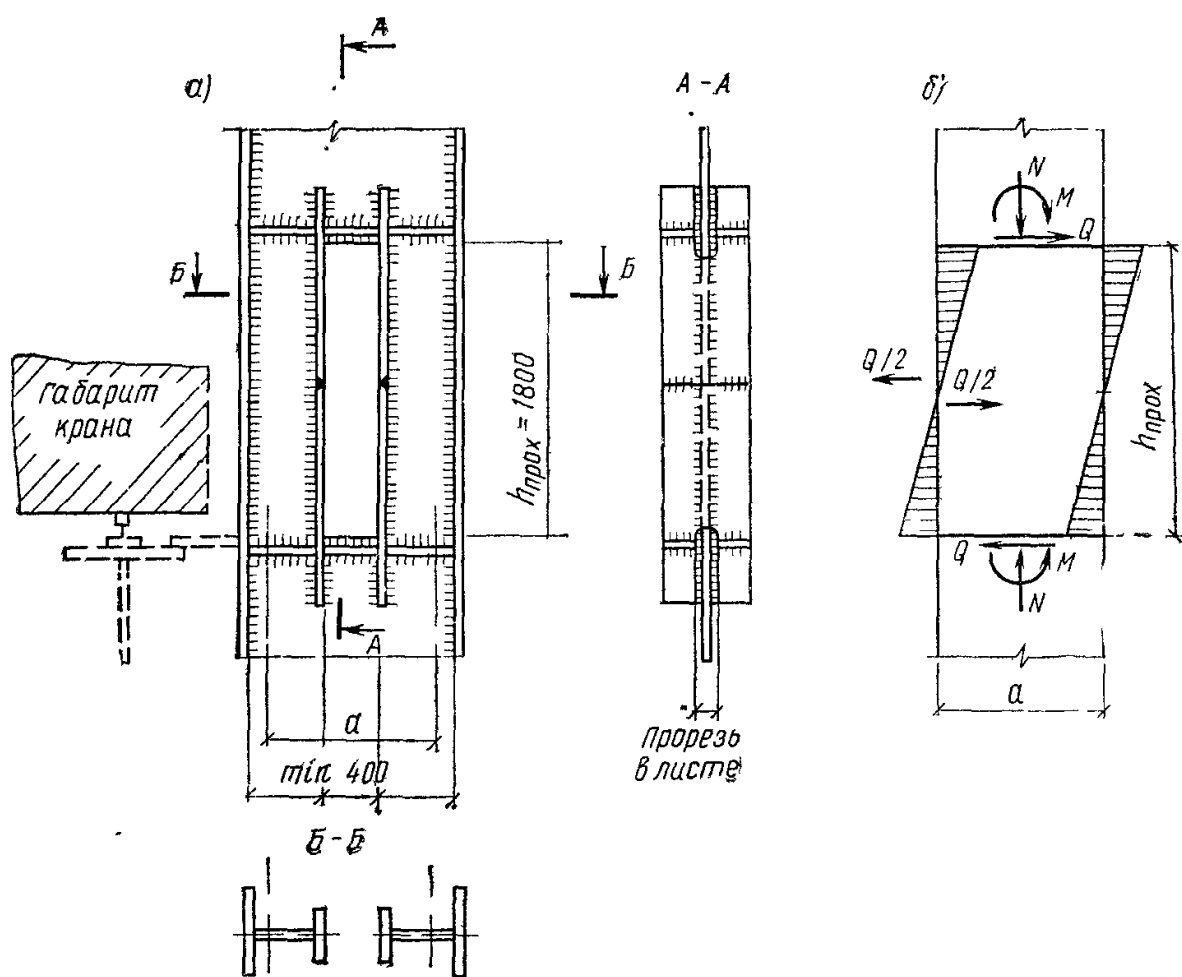


Рис. 14.15. Проем для прохода в стенке колонны  
 а — конструктивное оформление, б — расчетная схема

При устройстве прохода в теле колонны (в зданиях с кранами особого режима работы) ослабленный участок следует усилить приваркой дополнительных листов (рис. 14.15).

Сечение колонны в месте прохода необходимо проверить на действие  $M$ ,  $N$  и  $Q$ . Для обеспечения равнопрочности целесообразно для расчета взять ту же комбинацию усилий, что и при проверке сечения колонны. Работа колонны в месте прохода аналогична работе внецентренно сжатого сквозного стержня на жестких планках. От изгибающего момента  $M$  и продольной силы  $N$  в ветвях возникает продольное усилие  $N_{в} = N/2 \pm M/a$ , от поперечной силы  $Q$  — местный момент  $M_{в} = (Q/2)(h/2) = Qh/4$ .

Устойчивость ветви проверяют по формулам внецентренного сжатия (14.14) и (14.15).

Расчетная длина ветви принимается равной высоте прохода

### 3. Базы колонн

База является опорной частью колонны и предназначена для передачи усилий с колонны на фундамент. В состав базы входят плита, траверсы, ребра, анкерные болты и устройства для их крепления (столики, анкерные плиты и т. д.). Конструктивное решение базы зависит от типа колонны и способа сопряжения ее с фундаментом (жесткое или шарнирное).

Шарнирные базы подобны применяемым для центрально-сжатых колонн и рассмотрены в гл. 8. При больших усилиях базы шарнирных рамных систем проектируются с использованием опорных шарниров (плиточных, балансирных) (см. гл. 17). В производственных зданиях колонна в плоскости рамы имеет обычно жесткое сопряжение с фундаментом, а из плоскости — шарнирное.

Существует два типа баз — общая и отдельная.

Для сплошных, а также легких сквозных колонн (при ширине  $h < \leq 1000$  мм) применяются общие базы (рис. 14.16). Для лучшей пере-

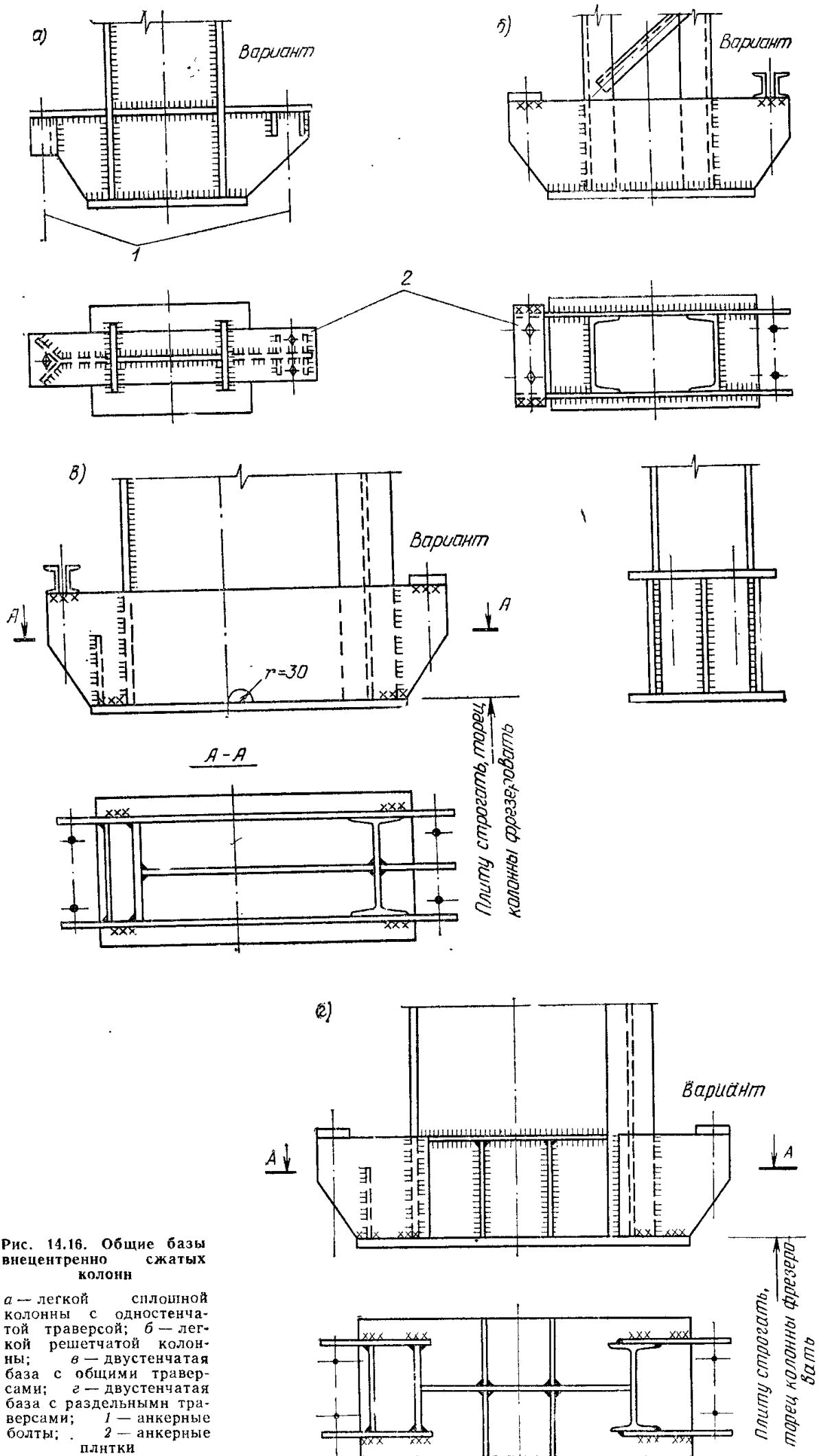


Рис. 14.16. Общие базы  
внецентренно сжатых  
колонн

а — легкой сплошной  
колонны с одностенчатой  
траверсой; б — легкой  
решетчатой колонны;  
в — двустенчатая  
база с общими траверсами;  
г — двустенчатая  
база с отдельными траверсами;  
1 — анкерные болты;  
2 — анкерные  
плитки

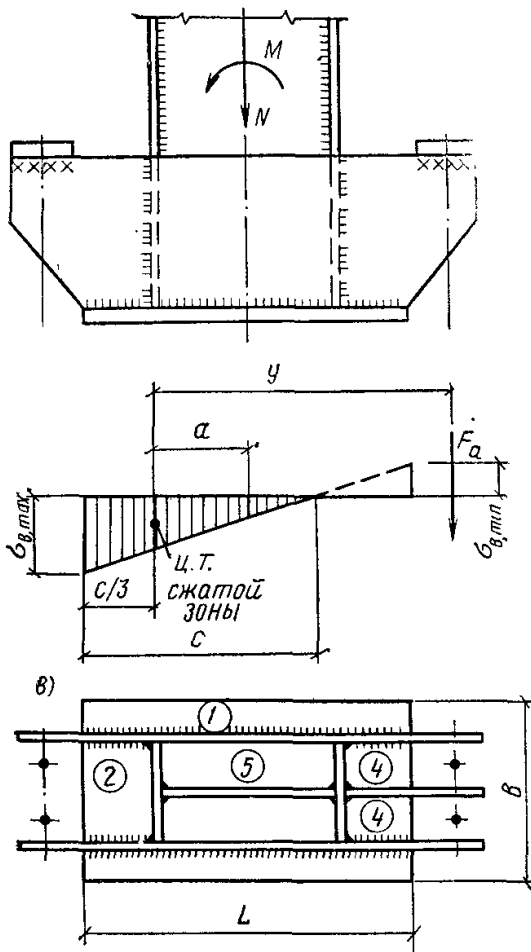


Рис. 14.17. К расчету базы внецентренно сжатой колонны

дачи момента на фундамент база внецентренно сжатой колонны развивается в плоскости действия момента; центр плиты обычно совмещается с центром тяжести колонны.

Если момент одного знака по абсолютному значению значительно больше момента другого знака, возможна конструкция базы с плитой, смещенной в сторону действия большего момента.

Под плитой в бетоне фундамента возникают нормальные напряжения  $\sigma_{\phi}$  (рис. 14.17, б), определяемые по формулам внецентренного сжатия

$$\sigma_{\phi \max} = \frac{N}{A_{\text{пл}}} \pm \frac{M}{W_{\text{пл}}} = \frac{N}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2}, \quad (14.32)$$

где  $A_{\text{пл}}$ ,  $W_{\text{пл}}$  — площадь и момент сопротивления плиты;  $B$ ,  $L$  — ширина и длина плиты.

При большом значении изгибающего момента второй член формулы (14.32) может оказаться больше первого и под плитой возникают растягивающие напряжения. Так как плита лежит на фундаменте свободно, для восприятия возможного растяжения устанавливают ан-

керные болты, которые в отличие от базы центрально-сжатой колонны являются расчетными элементами.

Ширина плиты принимается на 100—200 мм шире сечения колонны. Тогда из условия прочности бетона фундамента на сжатие  $\sigma_{\phi \max} \leq R_6$  из формулы (14.32) можно определить длину плиты

$$L \geq \frac{N}{2BR_6} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_6}\right)^2 + \frac{6M}{BR_6}}. \quad (14.33)$$

Расчетное сопротивление бетона фундамента на сжатие  $R_6$  определяется по формуле (8.39). Расчет выполняют на комбинацию усилий  $N$  и  $M$ , дающую наибольшее краевое сжатие бетона.

Для обеспечения жесткости плиты и уменьшения ее толщины в базе устанавливают траверсы и ребра.

В легких колоннах применяют базы как с одностенчатой (см. рис. 14.16, а), так и двустенчатой траверсой из листов или двух швеллеров (см. рис. 14.16, в). Для более мощных колонн устраивают двустенчатые траверсы из листов. Траверсы могут быть общими для полок колонны (см. рис. 14.16, в) и отдельными (см. рис. 14.16, г).

Общие траверсы приваривают к полкам колонны наружными швами (сварка во внутренней полости затруднена). Они работают как двухконсольные балки под действием отпора бетона фундамента и усилия в анкерных болтах. Швы крепления траверсы воспринимают только сдвигающее усилие. Такие траверсы целесообразны при небольшой ширине колонны (до 500—700 мм). При большей ширине колонны более экономичны и удобны для сварки отдельные траверсы (см. рис. 14.16, г).

Каждая траверса приваривается к полке колонны двумя швами и работает как консоль от отпора бетона или усилия в анкерном болте. Швы крепления траверсы воспринимают момент и сдвигающее усилие.

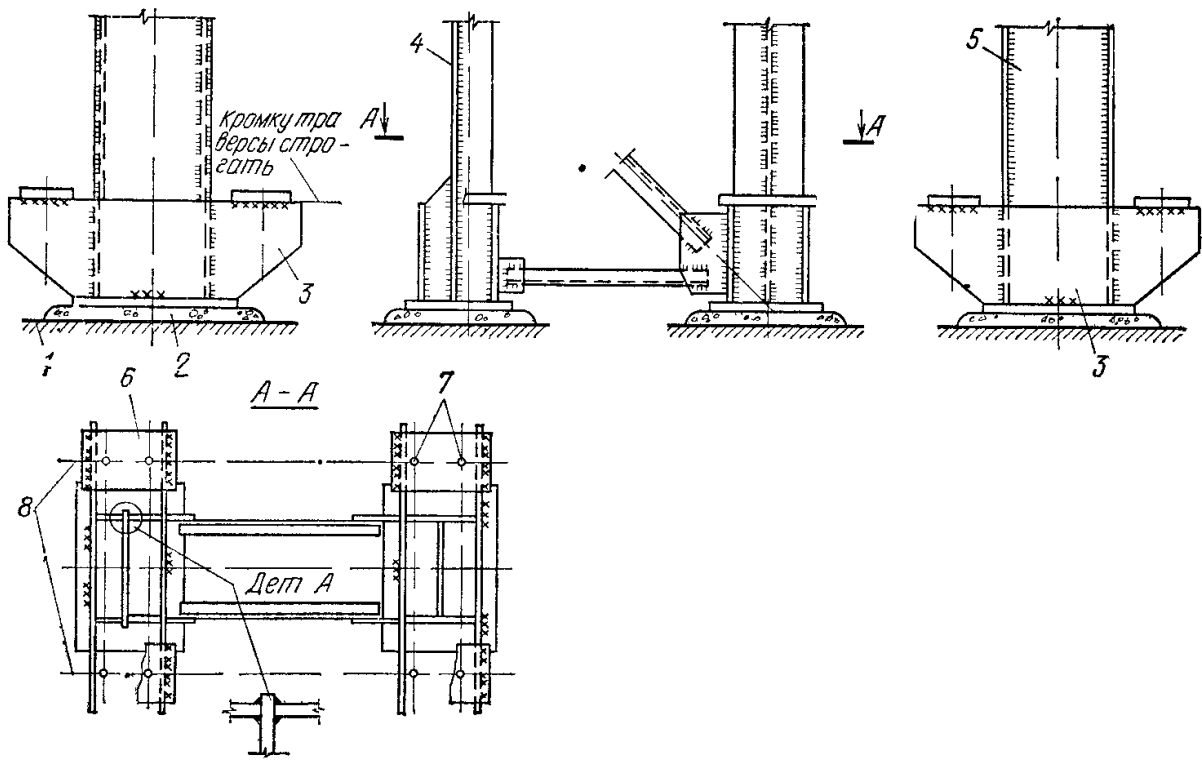


Рис. 14.18. Раздельная база решетчатой колонны

1 — верх фундамента, 2 — цементная подливка 3 — траверса; 4 — наружная ветвь; 5 — подкрановая ветвь, 6 — анкерная плита, 7 — отверстия в плите  $d = d_{\text{анк.б}} + 6$  мм, 8 — ось анкерных болтов

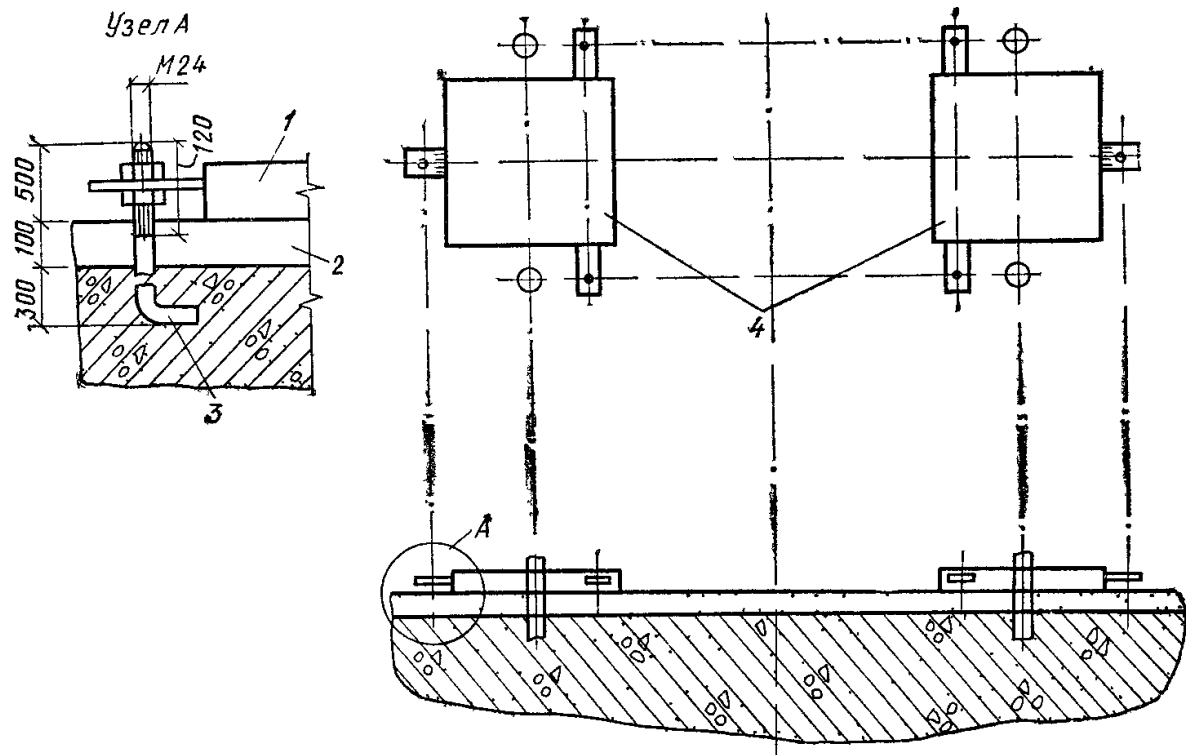


Рис. 14.19. Опорные плиты баз при безвыверочном методе монтажа

1 — плита, 2 — подливка, 3 — установочный болт для рихтовки плиты под колонну, 4 — анкерные болты

Сечения и швы крепления траверс и ребер рассчитывают на отпор бетона с соответствующих грузовых площадей (см гл. 8).

Ребра и траверсы расчленяют плиту на отдельные участки. Работа и расчет плиты аналогичны базе центрально-сжатой колонны (см. гл. 8). Так как напряжения в бетоне фундамента под плитой распределяются неравномерно, при определении моментов на различных участках величину  $\sigma_{\text{ф}}$  (несколько в запас) принимают наибольшей в пределах каждого участка (по эпюре напряжений в бетоне).

Анкерные болты работают на растяжение и воспринимают усилие, отрывающее базу от фундамента и возникающее при действии момента. Усилие в анкерных болтах определяют в предположении, что бетон не работает на растяжение и растягивающая сила  $F_a$ , соответствующая растянутой зоне эпюры напряжений (см. рис. 14.17), полностью воспринимается анкерными болтами.

Исходя из уравнения равновесия сил относительно центра тяжести сжатой зоны бетона  $M - Na - F_a y = 0$ , усилие в анкерных болтах (с одной стороны базы)  $F_a = (M - Na) / y$  и требуемая площадь сечения одного анкерного болта  $A_{нт}^6 = F_a / n R_p^a \gamma$  (здесь  $a$  и  $y$  — размеры по рис. 14.17;  $n$  — число анкерных болтов с одной стороны базы;  $R_p^a$  — расчетное сопротивление анкерного болта).

При расчете анкерных болтов необходимо принимать комбинацию нагрузок, дающую наибольшее растягивающее усилие в болтах. Исходя из условия появления растягивающих напряжений в бетоне фундамента  $\sigma_{\phi min} = N / BL - 6M / BL^2 < 0$  при расчете анкерных болтов следует учитывать временные нагрузки, для которых  $M / N \geq L / 6$ . Если для постоянной нагрузки  $M / N < L / 6$ , т. е. она разгружает анкерные болты, значения  $N$  и  $M$  следует определять при коэффициенте перегрузки для постоянной нагрузки  $n = 0,9$ .

Анкерные болты закрепляют на специальных столиках (см. рис. 14.16, а) и анкерных плитках (см. рис. 14.16, б). Анкерные столики работают по консольной схеме на изгиб от усилия в анкерном болте. Анкерные плитки опираются на траверсы и работают как балка на двух опорах. При большом расстоянии между траверсами под анкерные болты устанавливают балочку из двух швеллеров.

Под сквозные колонны при ширине их 1 м и более устраивают, как правило, отдельные базы (под каждую ветвь — своя база) (рис. 14.18). Ветви сквозной колонны работают на продольные осевые силы, поэтому их базы рассчитывают и конструируют как базы центрально-сжатых колонн (см. гл. 8). Центр плиты совмещают с центром тяжести ветвей, в противном случае в ветви колонны появляется дополнительный момент.

Базу каждой ветви рассчитывают на свою комбинацию изгибающего момента и продольной силы, дающую наибольшие усилия сжатия в ветви в нижнем сечении колонны. Усилия, передающиеся на базы, определяют по формулам (14.19) и (14.20).

При значительном изгибающем моменте и небольшой продольной силе в одной из ветвей может возникнуть растягивающее усилие. Это усилие воспринимается анкерными болтами и определяется по формуле

$$F_a = (M - Ny_{1(2)}) / h_H.$$

Из условия появления растягивающих усилий в анкерных болтах в сочетании учитываются нагрузки, для которых

$$M / N > y_{1(2)} / h_H.$$

Анкерные болты располагают по оси ветвей и закрепляют на столиках или с помощью анкерной плитки.

Конструкция базы должна обеспечивать удобство прихватки деталей при их сборке и доступность сварки всех швов. При проектировании базы следует учитывать также способ установки колонны на фундамент.

При установке колонны на подкладки с последующей выверкой или на выверенную поверхность фундамента плита базы приваривается к стержню колонны на заводе-изготовителе.

В связи с высокой трудоемкостью таких способов монтажа (трудность выверки колонны, сложность выполнения поверхности фундамента с высокой точностью) основным в настоящее время является безвыверочный метод. Сущность его заключается в том, что первоначально на фундамент устанавливают опорные плиты с верхней фрезерованной поверхностью. Выверку плит и установку их в проектное положение выполняют с помощью установочных болтов (рис. 14.19).



После выверки под плиты подливают цементный раствор. Торцы колонны при изготовлении фрезеруют. На монтаже колонну устанавливают по осевым рискам на опорную плиту. Высокая точность фрезеровки и установки плит обеспечивает проектное положение колонны без дополнительной выверки. Затем на анкерные болты надевают анкерные плитки и затягивают болты. После установки колонны стержень ее приваривают к плите конструктивными швами. При необходимости эти швы следует проверить на действие сдвигающего усилия, передача же продольного усилия осуществляется через фрезерованные поверхности.

При проектировании базы для безвыверочного монтажа следует предусмотреть крепление установочных болтов. Толщина плиты должна быть на 2—3 мм больше полученной по расчету (для выполнения фрезеровки). База колонны не должна иметь длинных выступающих деталей, которые могут быть повреждены при фрезеровке.

Метод безвыверочного монтажа позволяет упростить и ускорить монтаж колонн и опирающихся на них конструкций (благодаря более точной установке колонн).

#### § 4. ПРИМЕР РАСЧЕТА СТУПЕНЧАТОЙ КОЛОННЫ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

1. **Исходные данные.** Требуется подобрать сечения сплошной верхней и сквозной нижней частей колонны однопролетного производственного здания (ригель имеет жесткое сопряжение с колонной). Расчетные усилия указаны в табл. 12.6:

для верхней части колонны в сечении 1—1  $N=607$  кН;  $M=-811$  кН·м;  $Q=151$  кН; в сечении 2—2 при том же сочетании нагрузок (1, 2, 3\*, 4, 5\*)  $M=-202$  кН·м;

для нижней части колонны  $N_1=1879$  кН;  $M_1=-729$  кН·м (изгибающий момент догружает подкрановую ветвь);  $N_2=2108$  кН;  $M_2=+1066$  кН·м (изгибающий момент догружает наружную ветвь);  $Q_{max}=171$  кН.

Соотношение жесткостей верхней и нижней частей колонны  $I_B/I_N=1/5$ ; материал колонны — сталь марки ВстЗкп2, бетон фундамента марки М150. Конструктивная схема колонны показана на рис. 14.20, а.

2. **Определение расчетных длин колонны.** Расчетные длины для верхней и нижней частей колонны в плоскости рамы определим по формулам  $l_{x1}=\mu_1 l_1$  и  $l_{x2}=\mu_2 l_2$ .

Так как  $H_B/H_N=l_2/l_1=4,7/11,3=0,416 < 0,6$  и  $N_B/N_N=2108/607=3,5 > 3$ , значения  $\mu_1$  и  $\mu_2$  определим по табл. 14.1.

В однопролетной раме с жестким сопряжением ригеля с колонной верхний конец колонны закреплен только от поворота (см. § 2 п. 2);  $\mu_1=2$ ;  $\mu_2=3$ .

Таким образом, для нижней части колонны  $l_{x1}=\mu_1 l_1=2 \cdot 1130=2260$  см; для верхней  $l_{x2}=\mu_2 l_2=3 \cdot 470=1410$  см.

Расчетные длины из плоскости рамы (см. рис. 14.20, а) для нижней и верхней частей равны соответственно:  $l_{y1}=H_N=1130$  см;  $l_{y2}=H_B-h_0=470-120=350$  см.

3. **Подбор сечения верхней части колонны.** Сечение верхней части колонны принимаем в виде сварного двутавра высотой  $h_B=1000$  мм.

По формуле (14.16) определим требуемую площадь сечения.

Для симметричного двутавра  $i_x \approx 0,42h=0,42 \cdot 100=42$  см;  $\rho_x \approx 0,35h=0,35 \cdot 100=35$  см;  $\bar{\lambda}_x=(l_{x2}/i_x) \sqrt{R/E}=(1410/42) \sqrt{21,5/2,06 \cdot 10^4}=1,1$  (для стали ВстЗкп2 толщиной до 20 мм  $R=215$  МПа=21,5 кН/см<sup>2</sup>);

$$m_x = e_x / \rho_x = M / (N \cdot 0,35h) = 81100 / (607 \cdot 0,35 \cdot 100) = 3,82.$$

Значение коэффициента  $\eta$  определим по прил. 10. Примем в первом приближении  $A_n/A_{ст}=1$ , тогда  $\eta=(1,90-0,1m_x)-0,02(6-m_x)\bar{\lambda}_x=(1,90-0,1 \cdot 3,82)-0,02(6-3,82) \cdot 1,1=1,47$ ;  $m_{1x}=\eta m_x=1,47 \cdot 3,82=5,62$ .

По прил. 8  $\bar{\lambda}_x=1,1$  и  $m_{1x}=5,62$ ;  $\varphi_{ВН}=0,23$   $A_{тр}=607/0,23 \cdot 21,5 \approx 123$  см<sup>2</sup>.

Компоновка сечения: высота стенки  $h_{ст}=h_B-2t_n=100-2 \cdot 1,4=97,2$  см (принимаем предварительно толщину полки  $t_n=1,4$  см).

По табл. 14.2 при  $m > 1$  и  $\bar{\lambda} > 0,8$  из условия местной устойчивости

$$h_{ст}/t_{ст} \leq (0,9 + 0,5 \bar{\lambda}) \sqrt{E/R} = (0,9 + 0,5 \cdot 1,1) \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 21,5} = 44 \text{ и}$$

$$t_{ст} \geq 97,2/44 = 2,2 \text{ см.}$$

Поскольку сечение с такой толстой стенкой неэкономично, принимаем  $t_{ст}=0,8$  см ( $h_{ст}/t_{ст}=80 \dots 120$ ) и включаем в расчетную площадь сечения колонны два крайних участка стенки шириной по  $0,85t_{ст}$   $\sqrt{E/R}=0,85 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 21,5}=21$  см.

Требуемая площадь полки

$$A_{п.тр} = (A_{тр} - 2 \cdot 0,85t_{ст}^2 \sqrt{E/R})/2 = (123 - 2 \cdot 0,8^2 \cdot 0,85 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 21,5})/2 = 44,7 \text{ см}^2.$$

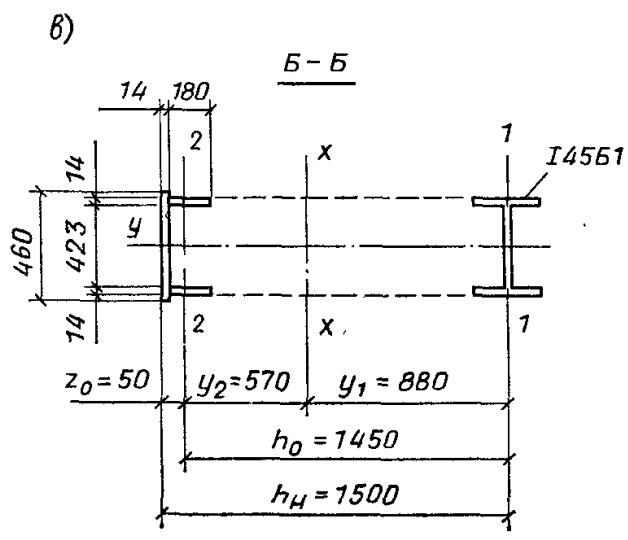
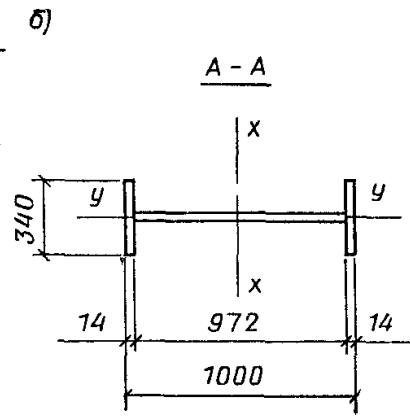
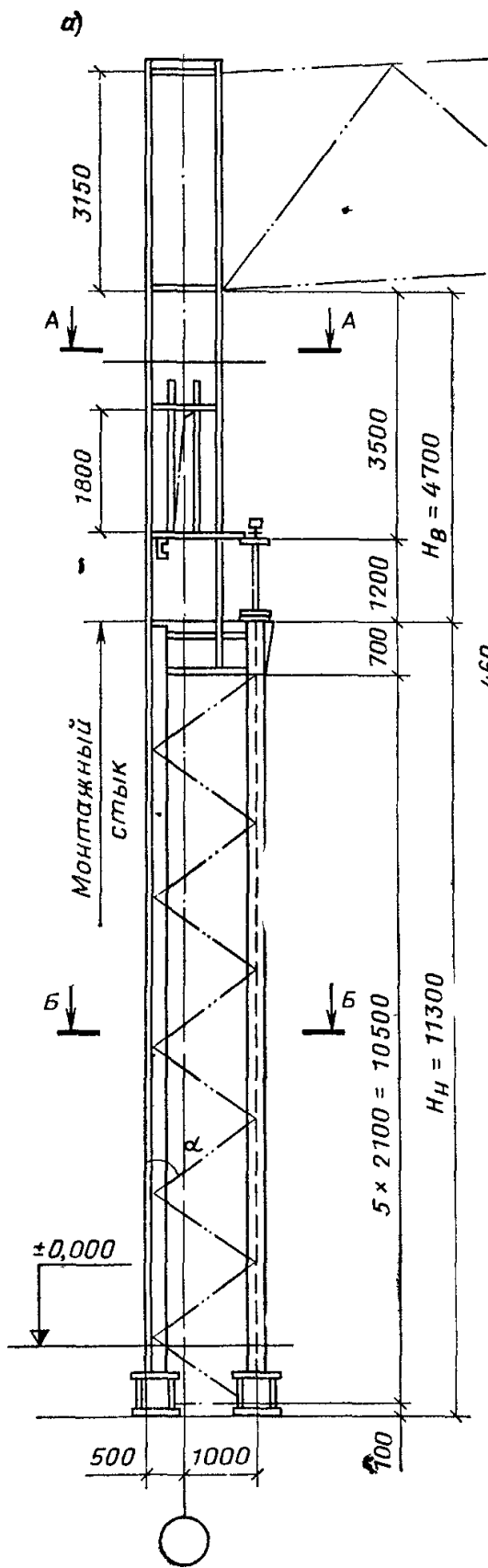


Рис. 14.20. К примеру расчета колонны  
 а — конструктивная схема; б, в — сечения колонны

Из условия устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента ширина полки  $b_{п} \geq l_{y2}/20$ ;  
 из условия местной устойчивости полки по формуле (14.17)

$$b_{св}/t_{п} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x) \sqrt{E/R} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,1) \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 21,5} = 14,4$$

где  $b_{св} = (b_{п} - t_{ст})/2$ .

Принимаем  $b_{п} = 32$  см;  $t_{п} = 1,4$  см;  
 $A_{п} = 32 \cdot 1,4 = 44,8$  см<sup>2</sup> >  $A_{п тр}$ ;  $b_{п} > (1/20)l_{y2} = 350/20 = 17,5$  см;  
 $b_{св}/t_{п} = (32 - 0,8)/2 \cdot 1,4 = 11,3 < 14,4$ .

Геометрические характеристики сечения. Полная площадь сечения  $A_0 = 2 \cdot 32 \cdot 1,4 + 0,8 \cdot 97,2 = 167,4$  см<sup>2</sup>; расчетная площадь сечения с учетом только устойчивой части стенки:

$$A = 2 \cdot 32 \cdot 1,4 + 2 \cdot 0,85 \cdot 0,8^2 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 21,5} = 122,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 0,8 \cdot 97,2^3 / 12 + 2 \cdot 32 \cdot 1,4 [(100 - 1,4)/2]^2 = 280\,000 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot 1,4 \cdot 32^3 / 12 = 7646 \text{ см}^4; \quad W_x = 280\,000 / 50 = 5600 \text{ см}^3;$$

$$\rho_x = W_x / A_0 = 5600 / 167,4 = 33,4 \text{ см};$$

$$i_x = \sqrt{I_x / A_0} = \sqrt{280\,000 / 167,4} = 41 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A_0} = \sqrt{7646 / 167,4} = 6,8 \text{ см}.$$

Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента по формуле (14.9):

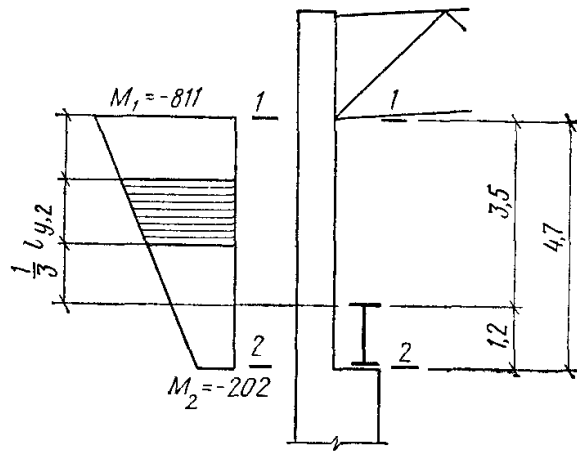


Рис. 14.21. К определению расчетного момента  $M_x$

$$\lambda_x = 1410/41 = 34,4; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R/E} = 34,4 \sqrt{21,5/2,06 \cdot 10^4} = 1,11;$$

$$m_x = M_x/(N\rho_x) = 81\,100/(607 \cdot 33,4) = 4; \quad A_{II}/A_{CT} = 1,4 \cdot 32/(0,8 \cdot 97,2) = 0,6 \approx 0,5.$$

Значение коэффициента  $\eta$  определяем по прил. 10 при  $A_{II}/A_{CT} = 0,5$ :

$$\eta = (1,75 - 0,1m_x) - 0,02(5 - m_x)\bar{\lambda}_x = (1,75 - 0,1 \cdot 4) - 0,02(5 - 4) \cdot 1,11 = 1,33;$$

$$m_{1x} = \eta m_x = 1,33 \cdot 4 = 5,32;$$

$$\varphi_{BH} = 0,24; \quad \sigma = 607/(0,24 \cdot 122,4) = 20,6 \text{ кН/см}^2 < R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапряжение

$$\frac{21,5 - 20,6}{21,5} 100 \approx 4\% < 5\%.$$

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента по формуле (14.10):  $\lambda_y = 350/6,8 = 51,5$ ;  $\varphi_y = 0,86$  (прил. 7).

Для определения  $m_x$  найдем максимальный момент в средней трети расчетной длины стержня (рис. 14.21):

$$M_x^{1/3} = M_2 + \frac{M_1 - M_2}{l_2} \left( l_2 - \frac{1}{3} l_{y2} \right) = -202 + \frac{(-811) - (-202)}{4,7} \times$$

$$\times \left( 4,7 - \frac{1}{3} 3,5 \right) = -660 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

По модулю  $M_x \geq M_{max}/2 = 811/2 = 406 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $m_x = M_x A / N W_x = 66\,000 \cdot 167,4 / 607 \times \times 5600 = 3,25$ ; при  $m_x \leq 5$  коэффициент  $c = \beta(1 + \alpha m_x)$  [формула (14.11)].

Значения  $\alpha$  и  $\beta$  определим по прил. 11:

$$\lambda_y = 51,5 < \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R} = 3,14 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 21,5} = 96;$$

$$\beta = 1,0; \quad \alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 3,2 = 0,81;$$

$$c = 1/(1 + 0,81 \cdot 3,2) = 0,28.$$

Поскольку  $h_{CT}/t_{CT} = 97,2/0,8 = 121,5 > 3,8 \sqrt{E/R} = 3,8 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 21,5} = 116$  [см формулу (14.18)], в расчетное сечение включаем только устойчивую часть стенки,

$$\sigma = 607/(0,28 \cdot 0,86 \cdot 122,4) = 20,6 \text{ кН/см}^2 < R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Если обеспечивается условие местной устойчивости стенки по формуле (14.18), то в расчетное сечение колонны при проверке устойчивости из плоскости действия момента включается полное сечение стенки.

При отсутствии ослабления сечения колонны и  $m_1 < 20$  проверка прочности по формуле (14.8) не требуется.

**4. Подбор сечения нижней части колонны.** Сечение нижней части колонны сквозное, состоящее из двух ветвей, соединенных решеткой. Высота сечения  $h_H = 1500$  мм. Подкрановую ветвь колонны принимаем из широкополочного двутавра, наружную — составного сварного сечения из трех листов.

Определим по формуле (14.32) ориентировочное положение центра тяжести. Принимаем  $z_\sigma = 5$  см;  $h_0 = h - z_0 = 150 - 5 = 145$  см;

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} h_0 = \frac{106\,600}{106\,600 + 72\,900} 145 = 85 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 85 = 60 \text{ см}.$$

Усилия в ветвях определим по формулам (14.19) и (14.20).

В подкрановой ветви  $N_{в1} = 1879 \cdot 60/145 + 72 \cdot 900/145 = 1280$  кН.

В наружной ветви  $N_{в2} = 2108 \cdot 85/145 + 106 \cdot 600/145 = 1970$  кН.

По формулам (14.26) определяем требуемую площадь ветвей и назначаем сечение.

Для подкрановой ветви  $A_{в1} = N_{в1}/\varphi R \gamma$ ; задаемся  $\varphi = 0,80$ ;  $R = 225$  МПа  $= 22,5$  кН/см<sup>2</sup> (сталь ВстЗкп2, фасонный прокат), тогда  $A_{в1} = 1280/0,80 \cdot 22,5 = 71,1$  см<sup>2</sup>.

По сортаменту (прил. 14) подбираем двутавр 45Б1;  $A_{в1} = 74,6$  см<sup>2</sup>;  $i_{x1} = 3,79$  см;  $i_y = 18,2$  см.

Для наружной ветви  $A_{в2} = N_{в2}/\varphi R \gamma = 1970/0,8 \cdot 22,5 = 114,5$  см<sup>2</sup> ( $R = 21,5$  кН/см<sup>2</sup> листового проката из стали ВстЗкп2 толщиной до 20 мм;  $\varphi = 0,8$ ).

Для удобства прикрепления элементов решетки просвет между внутренними гранями полок принимаем таким же, как в подкрановой ветви (423 мм). Толщину стейки швеллера  $t_{ст}$  для удобства ее соединения встык с полкой надкрановой части колонны принимаем равной 14 мм; высота стенки из условия размещения сварных швов  $h_{ст} = 460$  мм.

Требуемая площадь полок

$$A_{п} = (A_{в2} - t_{ст} h_{ст})/2 = (114,5 - 46 \cdot 1,4)/2 = 25 \text{ см}^2.$$

Из условия местной устойчивости полки швеллера  $b_{п}/t_{п} < (0,38 + 0,08\lambda) \sqrt{E/R} \approx 15$ . Принимаем  $b_{п} = 18$  см;  $t_{п} = 1,4$  см;  $A_{п} = 25,2$  см<sup>2</sup>.

Геометрические характеристики ветви:

$$A_{в2} = (1,4 \cdot 46 + 2 \cdot 25,2) = 114,8 \text{ см}^2;$$

$$z_0 = (1,4 \cdot 46 \cdot 0,7 + 25,2 \cdot 10,4 \cdot 2)/114,8 = 5 \text{ см};$$

$$I_{x2} = 1,4 \cdot 46 \cdot 4,3^2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 18^3/12 + 25,2 \cdot 5,4^2 \cdot 2 = 4020 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 1,4 \cdot 46^3/12 + 25,2 \cdot 21,8^2 \cdot 2 = 35300 \text{ см}^4;$$

$$i_{x2} = \sqrt{4020/114,8} = 5,9 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{35300/114,8} = 17,5 \text{ см}.$$

Уточняем положение центра тяжести сечения колонны:

$$h_0 = h_{н} - z_0 = 150 - 5 = 145 \text{ см}; \quad y_1 = A_{в2} h_0 / (A_{в1} + A_{в2}) =$$

$$= 114,8 \cdot 145 / (74,6 + 114,8) = 88 \text{ см}; \quad y_2 = 145 - 88 = 57 \text{ см}.$$

Отличие от первоначально принятых размеров мало, поэтому усилия в ветвях не пересчитываем.

Проверка устойчивости ветвей по формулам (14.21) и (14.22): из плоскости рамы (относительно оси  $y-y$ )  $l_y = 1130$  см.

Подкрановая ветвь:  $\lambda_y = l_y/i_y = 1130/18,2 = 62$ ;  $\varphi_y = 0,8$ ;  $\sigma = N_{в1}/\varphi_y A_{в1} = 1280/0,8 \times 74,6 = 21,5$  кН/см<sup>2</sup>;  $< R = 22,5$  кН/см<sup>2</sup>.

Наружная ветвь:  $\lambda_y = l_y/i_y = 1130/17,5 = 65$ ;  $\varphi_y = 0,79$ ;  $\sigma = N_{в2}/\varphi_y A_{в2} = 1970/0,79 \times 114,8 = 21,5$  кН/см<sup>2</sup>  $= R = 21,5$  кН/см<sup>2</sup>.

Из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки:  $\lambda_{x1} = l_{в1}/i_{x1} = \lambda_y = 62$ ;  $l_{в1} = 62 i_{x1} = 62 \cdot 3,79 = 235$  см.

Принимаем  $l_{в1} = 210$  см, разделив нижнюю часть колонны на целое число панелей. Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы (относительно осей  $x_1-x_1$  и  $x_2-x_2$ ).

Для подкрановой ветви

$$\lambda_{x1} = 210/3,79 = 55; \quad \varphi_x = 0,83; \quad \sigma = N_{в1}/(\varphi A_{в1}) = 1280/(0,83 \cdot 74,6) = 20,7 \text{ кН/см}^2 < R = 22,5 \text{ кН/см}^2.$$

Для наружной ветви:

$$\lambda_{x2} = 210/5,9 = 36; \quad \varphi_x = 0,91; \quad \sigma = N_{в2}/(\varphi A_{в2}) = 1970/(0,91 \cdot 114,8) = 18,9 \text{ кН/см}^2 < R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

† Расчет решетки подкрановой части колонны. Поперечная сила в сечении колонны  $Q_{max} = 171$  кН.

Условная поперечная сила  $Q_{усл} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R) (N/\varphi)$ ; при  $R = 22,5$  кН/см<sup>2</sup>

$$Q_{усл} \approx 0,2A = 0,2(74,6 + 114,8) = 39 \text{ кН} < Q_{max} = 171 \text{ кН}.$$

Расчет решетки проводим на  $Q_{max}$ .

Усилия сжатия в раскосе

$$\bullet \quad N_p = Q_{max}/2 \sin \alpha = 171/(2 \cdot 0,82) = 104 \text{ кН};$$

$$\sin \alpha = h_{н}/l_p = 150/\sqrt{150^2 + (210/2)^2} = 0,82;$$

$\alpha = 55^\circ$  (угол наклона раскоса, см. рис. 14.20).

Задаемся  $\lambda_p = 100$ ;  $\varphi = 0,56$ .

Требуемая площадь раскоса

$$A_{p,тр} = N_p/(\varphi R \gamma) = 104/(0,56 \cdot 22,5 \cdot 0,75) = 10,8 \text{ см}^2;$$

$R = 225$  МПа  $= 22,5$  кН/см<sup>2</sup> (фасонный прокат из стали ВстЗкп2);  $\gamma = 0,75$  (сжатый уголок, прикрепляемый одной полкой).

Принимаем  $L_{90} \times 7$ .

$$A_p = 12,3 \text{ см}^2; \quad i_{min} = 1,78; \quad \lambda_{max} = l_p / i_{min} = 183 / 1,78 = 103;$$

$$l_p = h_H / \sin \alpha = 150 / 0,82 = 183 \text{ см}; \quad \varphi = 0,52.$$

Напряжения в раскосе

$$\sigma = N_p / (\varphi A_p) = 104 / (0,52 \cdot 12,3) = 16,3 \text{ кН/см}^2 < R\gamma = 22,5 \cdot 0,75 = 16,9 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единого стержня по формуле (14.9).

Геометрические характеристики всего сечения:

$$A = A_{B1} + A_{B2} = 74,6 + 114,8 = 189,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = A_{B1} y_1^2 + A_{B2} y_2^2 = 74,6 \cdot 88^2 + 114,8 \cdot 57^2 = 951\,000 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{951\,000 / 189,4} = 71 \text{ см}; \quad \lambda_x = l_{x1} / i_x = 2260 / 71 = 32.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 A / A_{p1}} = \sqrt{32^2 + 27 \cdot 189,4 / 24,6} = 35.$$

Коэффициент  $\alpha_1$  зависит от угла наклона раскосов (см. гл. 8); при  $\alpha = 45,60^\circ$  можно принять  $\alpha_1 = 27$ ,  $A_{p1} = 2A_p = 2 \cdot 12,3 = 24,6 \text{ см}^2$  — площадь сечения раскосов по двум граням сечения колонны;

$$\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр} \sqrt{R / E} = 35 \sqrt{21,5 / 2,06 \cdot 10^4} = 1,14.$$

Для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь (сечение 4—4),  $N_2 = 2108 \text{ кН}$ ;  $M_2 = 1066 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;

$$m = \frac{MA}{NI_x} (y_2 + z_0) = \frac{106\,600}{2108} \frac{189,4}{951\,000} (57 + 5) = 0,62;$$

$$\varphi_{вн} = 0,58 \text{ (прил. 9)}; \quad \sigma = N_2 / (\varphi_{вн} A) = 2108 / (0,58 \cdot 189,4) = 19,2 \text{ кН/см}^2 < R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь (сечение 3—3),  $N_1 = 1879 \text{ кН}$ ;  $M_1 = -729 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;

$$m = \frac{M}{N} \frac{A}{I_x} y_1 = \frac{72\,900}{1879} \frac{189,4}{951\,000} 88 = 0,68; \quad \varphi_{вн} = 0,57;$$

$$\sigma = N_1 / (\varphi_{вн} A) = 1879 / (0,57 \cdot 189,4) = 17,4 \text{ кН/см}^2 < R = 22,5 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

5. Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны (рис. 14.22).

Расчетные комбинации усилий в сечении над уступом:

1)  $M = +163 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $N = 491 \text{ кН}$  (загружение 1, 3, 4);

2)  $M = -354 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $N = 826 \text{ кН}$  (загружение 1, 2, 5\*).

Давление кранов  $D_{max} = 1170 \text{ кН}$ .

Прочность стыкового шва (ш1) проверяем по нормальным напряжениям в крайних точках сечения надкрановой части. Площадь шва равна площади сечения колонны.

1-я комбинация  $M$  и  $N$ :

наружная полка

$$\sigma = N / A_0 + |M| / W = 491 / 167,4 + 16\,300 / 5600 = 5,6 \text{ кН/см}^2 < R^{cb} = 21,5 \text{ кН/см}^2;$$

внутренняя полка

$$\sigma = N / A_0 - |M| / W = 491 / 167,4 - 16\,300 / 5600 \approx 0.$$

2-я комбинация  $M$  и  $N$ :

наружная полка

$$\sigma = 826 / 167,4 - 35\,400 / 5600 = -1,2 \text{ кН/см}^2 < R_p^{cb} = 0,85 \cdot 21,5 = 18,3 \text{ кН/см}^2;$$

внутренняя полка

$$\sigma = 826 / 167,4 + 35\,400 / 5600 = 11,2 \text{ кН/см}^2 < R^{cb} = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Толщину стенки траверсы определяем из условия смятия по формуле (14.28):

$$t_{тр} \geq D_{max} / l_{см} R_{см.т} \gamma = 1170 / (34 \cdot 35) = 1 \text{ см};$$

$$l_{см} = b_{ор} + 2t_{пл} = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{ см};$$

$$b_{ор} = 30 \text{ см}; \quad \text{принимаем } t_{пл} = 2 \text{ см}; \quad R_{см.т} = 350 \text{ МПа} = 35 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем  $t_{тр} = 1,2 \text{ см}$ .

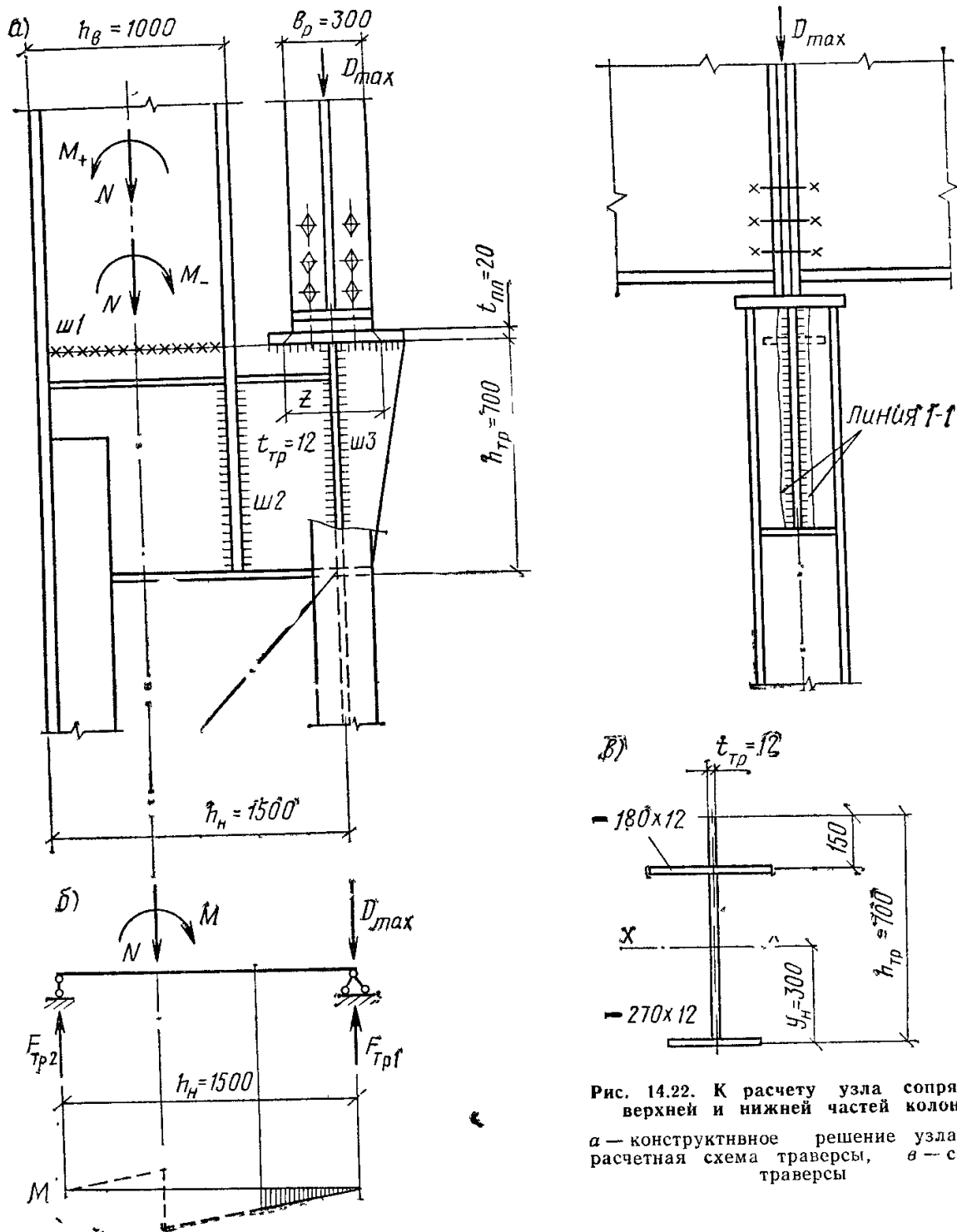


Рис. 14.22. К расчету узла сопряжения верхней и нижней частей колонны  
 а — конструктивное решение узла; б — расчетная схема траверсы, в — сечение траверсы

Усилие во внутренней полке верхней части колонны (2-я комбинация)

$$N_{II} = N/2 + M/h_B = 826/2 + 35\,400/100 = 767 \text{ кН.}$$

Длина шва крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы (ш2) [формула (14.29)]

$$l_{ш2} = N_{II}/4k_{ш} (\beta R_{y.c}^{CB} \gamma_{y.c}^{CB})_{min} \gamma.$$

Применяем полуавтоматическую сварку проволокой марки Св-08А,  $d=1,4, 2$  мм,  $\beta_{ш}=0,9$ ;  $\beta_c=1,05$ . Назначаем  $k_{ш}=6$  мм;  $\gamma_{y.ш}^{CB}=\gamma_{y.c}^{CB}=1$ ,  $R_{y.ш}^{CB}=180$  МПа = 18 кН/см<sup>2</sup>;  $R_{y.c}^{CB}=165$  МПа = 16,5 кН/см<sup>2</sup>;

$$\beta_{ш} R_{y.ш}^{CB} \gamma_{y.ш}^{CB} = 0,9 \cdot 18 = 16,2 < \beta_c R_{y.c}^{CB} \gamma_{y.c}^{CB} = 1,05 \cdot 16,5 = 17,3 \text{ кН/см}^2;$$

$$l_{ш2} = 767/4 \cdot 0,6 \cdot 16,2 = 19,7 \text{ см}; \quad l_{ш2} < 85 \beta_{ш} k_{ш} = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46 \text{ см.}$$

В стенке подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы. Для расчета шва крепления траверсы к подкрановой ветви (ш3) составляем комбинацию усилий, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы. Такой комбинацией будет сочетание 1, 2, 3, 4(—), 5\*,  $N=826$  кН,  $M=-159$  кН·м.

$$F = Nh_B/2h_H - M/h_H + D_{max} \cdot 0,9 = 826 \cdot 100/2 \cdot 150 - \\ - (-15900)/150 + 1170 \cdot 0,9 = 1330 \text{ кН.}$$

Коэффициент 0,9 учитывает, что усилия  $N$  и  $M$  приняты для 2-го основного сочетания нагрузок.

Требуемая длина шва

$$l_{шз} = F/4k_{ш} (\beta R_{y}^{CB} \gamma_y^{CB})_{min} \gamma = 1330/4 \cdot 0,6 \cdot 16,2 = 34 \text{ см;} \\ l_{шз} < 85\beta_{ш} k_{ш} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46 \text{ см.}$$

Из условия прочности стенки подкрановой ветви в месте крепления траверсы (линия I—I) определяем высоту траверсы  $h_{тр}$  по формуле (14.31):

$$h_{тр} \geq F/2t_{ст.в} R_{ср} \gamma = 1330/2 \cdot 0,76 \cdot 13 = 66 \text{ см;} \\ t_{ст.в} = 7,6 \text{ мм — толщина стенки I 45Б1; } R_{ср} = 13 \text{ кН/см}^2 \text{ — расчетное сопротивление срезу фасонного проката из стали ВстЗки2. Принимаем } h_{тр} = 70 \text{ см.}$$

Проверим прочность траверсы как балки, нагруженной усилиями  $N$ ,  $M$  и  $D_{max}$ . Расчетная схема и сечение траверсы приведены на рис. 14.22, б, в. Нижний пояс траверсы принимаем конструктивно из листа  $420 \times 12$  мм, верхние горизонтальные ребра — из двух листов  $180 \times 12$  мм.

Найдем геометрические характеристики траверсы.

Положение центра тяжести сечения траверсы:

$$y_H = \frac{2 \cdot 18 \cdot 1,2 \cdot 54,4 + 1,2 \cdot 68,8 \cdot 35,6 + 1,2 \cdot 42 \cdot 0,6}{2 \cdot 18 \cdot 1,2 + 68,8 \cdot 1,2 + 1,2 \cdot 42} = \frac{5300}{177,6} = 30 \text{ см;} \\ I_x = 1,2 \cdot 68,8^3/12 + 68,8 \cdot 1,2 \cdot 5,6^2 + 1,2 \cdot 42 \cdot 29,4^2 + 2 \cdot 18 \cdot 1,2 \cdot 24,4^2 = 104 \cdot 400 \text{ см}^4;$$

$$W_{min} = I_x/y_B = 104 \cdot 400/40 = 2610 \text{ см}^3.$$

Максимальный изгибающий момент в траверсе возникает при 2-й комбинации усилий:

$$M_{тр} = F_{тр1} (h_H - h_B) = \left( -\frac{M}{h_H} + \frac{Nh_B}{2h_H} \right) (h_H - h_B) = \\ = \left( \frac{35 \cdot 400}{150} + \frac{826 \cdot 100}{2 \cdot 150} \right) (150 - 100) = 25 \cdot 500 \text{ кН} \cdot \text{см;} \\ \sigma_{тр} = M_{тр}/W_{min} = 25 \cdot 500/2610 = 9,8 \text{ кН/см}^2 < R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилия от кранов возникает при комбинации усилий 1, 2, 3, 4(-), 5\* (см. расчет шва 3):

$$Q_{max} = \frac{Nh_B}{2h_H} - \frac{M}{h_H} + \frac{kD_{max} \cdot 0,9}{2} = \\ = \frac{826 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{-15 \cdot 900}{150} + \frac{1,2 \cdot 1170 \cdot 0,9}{2} = 950 \text{ кН.}$$

Коэффициент  $k=1,2$  учитывает неравномерную передачу усилия  $D_{max}$  (см. гл. 15, § 5):

$$\tau_{тр} = Q/t_{тр} h_{тр} = 950/1,2 \cdot 68,8 = 11,5 \text{ кН/см}^2 < R_{ср} = 12,5 \text{ кН/см}^2.$$

**6. Расчет и конструирование базы колонны.** Ширина нижней части колонны превышает 1 м, поэтому проектируем базу раздельного типа (рис. 14.23).

Расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны (сечение 4—4):

1)  $M = +1066 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N = 2108 \text{ кН}$  (для расчета базы наружной ветви);

2)  $M = -57 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N = 1773 \text{ кН}$  (для расчета базы подкрановой ветви).

В комбинации усилий не учтена нагрузка от снега, так как

$$\frac{M}{h_H} = \frac{24 \cdot 300}{150} = 162 \text{ кН} > \frac{Ny_2}{h_H} = \frac{335 \cdot 57}{150} = 127 \text{ кН,}$$

т. е. снеговая нагрузка разгружает подкрановую ветвь.

Усилия в ветвях колонны определим по формулам (14.19) и (14.20):

$$N_{в1} = \frac{5700}{145} + \frac{1773}{145} \cdot 57 = 736 \text{ кН}; \quad N_{в2} = \frac{106 \cdot 600}{145} + \frac{2108}{145} \cdot 88 = 2010 \text{ кН.}$$

*База наружной ветви.* Требуемая площадь плиты

$$A_{пл.тр} = N_{в2}/R_{ф} = 2010/0,84 = 2390 \text{ см}^2;$$

$$R_{ф} = \gamma R_{б} \approx 1,2 \cdot 0,7 = 0,84 \text{ кН/см}^2; \quad R_{б} = 0,7 \text{ кН/см}^2 \text{ (бетон М150).}$$

По конструктивным соображениям свес плиты  $c_2$  должен быть не менее 4 см. Тогда  $B > b_k + 2c_2 = 45,1 + 2 \cdot 4 = 53,1$  см, принимаем  $B = 55$  см;  $L_{тр} = A_{пл.тр}/B = 2390/55 = 43,5$  см, принимаем  $L = 45$  см;  $A_{пл.факт} = 45 \cdot 55 = 2475 \text{ см}^2 > A_{пл.тр}$ .

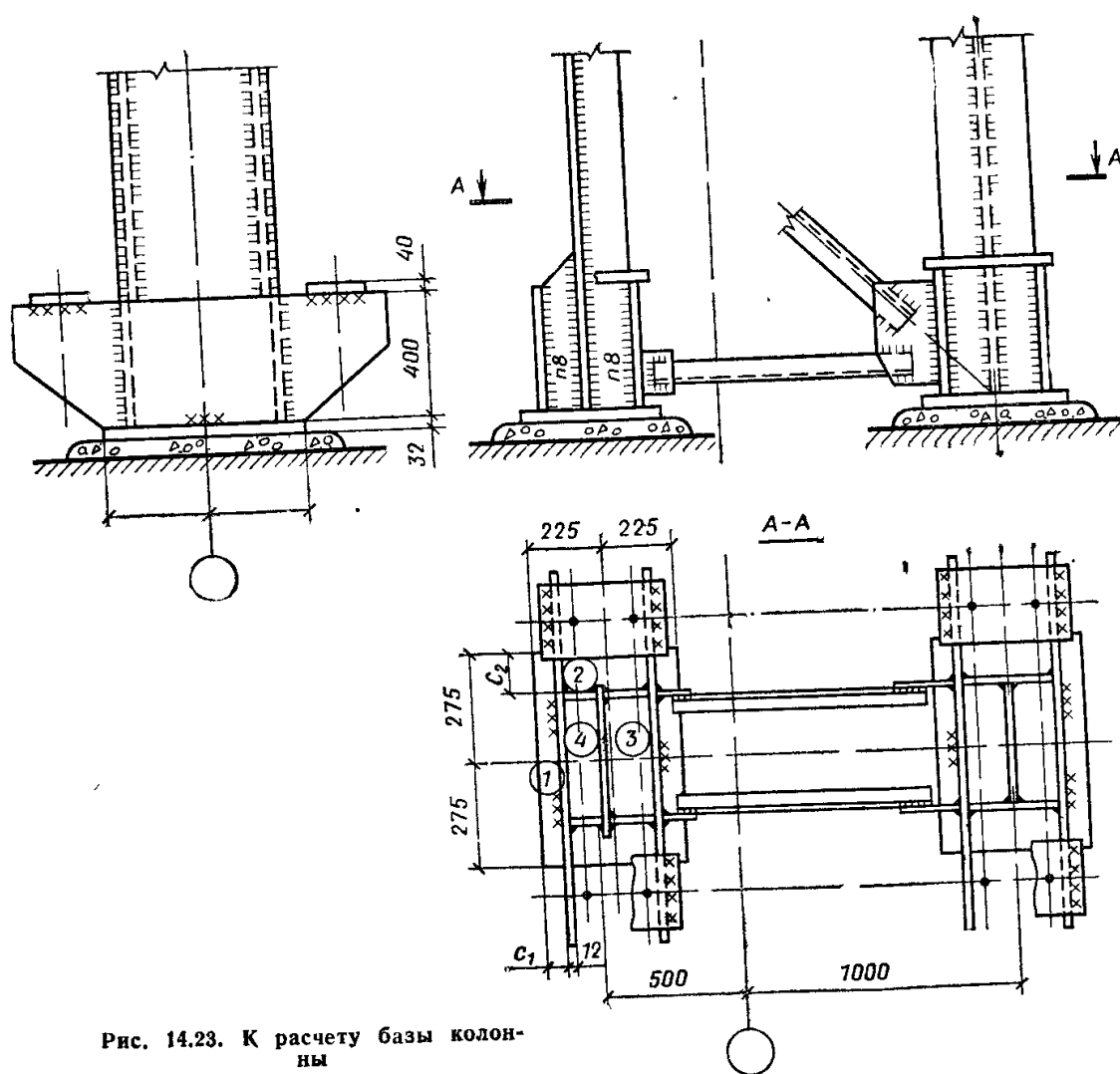


Рис. 14.23. К расчету базы колонны

Среднее напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_{\phi} = N_{B2} / A_{\text{пл.факт}} = 2010 / 2475 = 0,81 \text{ кН/см}^2.$$

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви расстояние между траверсами в свету равно:  $2(b_{\text{пл}} + t_{\text{ст}} - z_0) = 2(18 + 1,4 - 5) = 28,8 \text{ см}$ ; при толщине траверсы 12 мм  $c_1 = (45 - 28,8 - 2 \cdot 1,2) / 2 = 6,9 \text{ см}$ .

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты (см. гл. 8):  
участок 1 (консольный свес  $c = c_1 = 6,9 \text{ см}$ )

$$M_1 = \sigma_{\phi} c_1^2 / 2 = 0,81 \cdot 6,9^2 / 2 = 19,2 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

участок 2 (консольный свес  $c = c_2 = 5 \text{ см}$ )

$$M_2 = 0,81 \cdot 5^2 / 2 = 10,1 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

участок 3 (плита, опертая на четыре стороны;  $b/a = 42,3/18 = 2,35 > 2$ ;  $\alpha = 0,125$ );  
 $M_3 = \alpha \sigma_{\phi} a^2 = 0,125 \cdot 0,81 \cdot 18^2 = 33 \text{ кН}\cdot\text{см};$

участок 4 (плита, опертая на четыре стороны;  $b/a = 42,3/9,4 = 4,5 > 2$ ;  $\alpha = 0,125$ );  
 $M_4 = \alpha \sigma_{\phi} a^2 = 0,125 \cdot 0,81 \cdot 9,4^2 = 8,9 \text{ кН}\cdot\text{см}.$

Принимаем для расчета  $M_{\text{max}} = M_3 = 33 \text{ кН}\cdot\text{см}$ .  
Требуемая толщина плиты

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{6M_{\text{max}}/R} = \sqrt{6 \cdot 33 / 20,5} = 3 \text{ см};$$

$R = 205 \text{ МПа} = 20,5 \text{ кН/см}^2$  для стали ВстЗкп2 толщиной 21—40 мм.

Принимаем  $t_{\text{пл}} = 32 \text{ мм}$  (2 мм — припуск на фрезеровку).

Высоту траверсы определяем из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны. В запас прочности все усиление в ветви передаем на траверсы через 4 угловых шва. Сварка полуавтоматическая проволокой марки Св-08А,  $d = 1,4 \cdot 2 \text{ мм}$ ;  $k_{\text{ш}} = 8 \text{ мм}$  (см. п. 5). Требуемая длина шва определяется по формуле

$$l_{\text{ш.тр}} = N_{B2} / 4k_{\text{ш}} (\beta R_{\text{у}}^{\text{св}} \gamma_{\text{у}}^{\text{св}})_{\text{min}} \gamma = 2010 / 4 \cdot 0,8 \cdot 16,2 = 39 \text{ см};$$

$$l_{\text{ш}} < 85 \gamma_{\text{ш}} k_{\text{ш}} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61.$$

Принимаем  $h_{\text{тр}} = 40 \text{ см}$

Проверка прочности траверсы выполняется аналогично изложенной в примере 8.3.