

Л.П.Абашева, М.Н. Кочепанова

РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Пермский национальный исследовательский политехнический университет»

**Л.П. Абашева М.Н. Кочепанова**

**Расчет стальных балочных клеток**

Издательство  
Пермского национального исследовательского  
политехнического университета  
2012

УДК 624.014

ББК

А...

Рецензент:

**Абашева, Л.П.**

Расчет стальных балочных клеток: учеб. пособие / Л.П. Абашева, М.Н. Кочепанова. – Пермь: Изд-во перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2012. – ... с.

Разработано в соответствии с программой дисциплины «Металлические конструкции». Содержит основные положения по расчету и конструированию стальных балочных клеток.

Предназначено для студентов дневной и заочной форм обучения специальности 290300 «Промышленное и гражданское строительство» (ПГС).

ISBN .....

© ГОУ ВПО «Пермский национальный  
исследовательский политехнический  
университет», 2012

## ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Балочная клетка представляет собой систему несущих балок одного или нескольких направлений, предназначенных для восприятия нагрузок и передачи их на колонны или стены. Балочные клетки применяют в рабочих площадках, покрытиях и перекрытиях зданий, в пролетных строениях мостов, в затворах гидротехнических сооружений и т.д. На балочную клетку укладываются стальной или железобетонный несущий настил.

По схеме компоновки в плане различают три типа балочных клеток: упрощенный, нормальный и усложненный (рис. 1). Упрощенный тип (рис. 1, *а*) основан на использовании балок одного направления, располагаемых обычно параллельно меньшей стороне перекрытия и передающих нагрузку на колонны или стены. Нормальный тип балочной клетки (рис. 1, *б*) состоит из главных балок и балок настила, по которым укладывается настил. В усложненном типе (рис. 1, *в*) имеются три вида балок – главные, вспомогательные, воспринимающие нагрузку от балок настила, и балки настила. В этом типе балочной клетки нагрузка передается на опоры наиболее длинным путем.

Упрощенный тип балочной клетки рекомендуется применять при мощных настилах, перекрывающих большие расстояния, или при малых пролетах, так как частое размещение длинных балок нерационально и утяжеляет конструкцию. Усложненный тип целесообразно использовать, когда необходимо перекрывать сравнительно большие пролеты, а число внутренних колонн свести к минимуму. Нормальный тип является наиболее распространенным типом балочной клетки.

В балочных клетках главные балки проектируют, как правило, составными, а вспомогательные балки и балки настила – прокатными. Главные балки опирают на колонны и располагают вдоль больших расстояний между ними. Балки настила устанавливают с шагом 0,6...1,6 м при стальном настиле и с шагом 2,0...3,5 м при железобетонном настиле. Расстояние между вспомогательными балками обычно назначается в пределах 2...5 м, и оно как правило принимается кратным пролету главной балки.

Выбор типа балочной клетки связан с вопросом о сопряжении балок между собой по высоте. Возможны три варианта сопряжения балок в балочной клетке (рис. 2): этажное, в одном уровне верхних поясов и пониженное. Конструкция этажного сопряжения (рис. 2, *а*) наиболее проста и удобна с точки зрения монтажа, но ведет к увеличению строительной высоты. Сопряжение в одном уровне (рис. 2, *б*) и пониженное (рис. 2, *в*) рекомендуется применять в случае ограничения строительной высоты покрытия или перекрытия: первое – в нормальном типе балочной клетки, второе – только в усложненном типе.

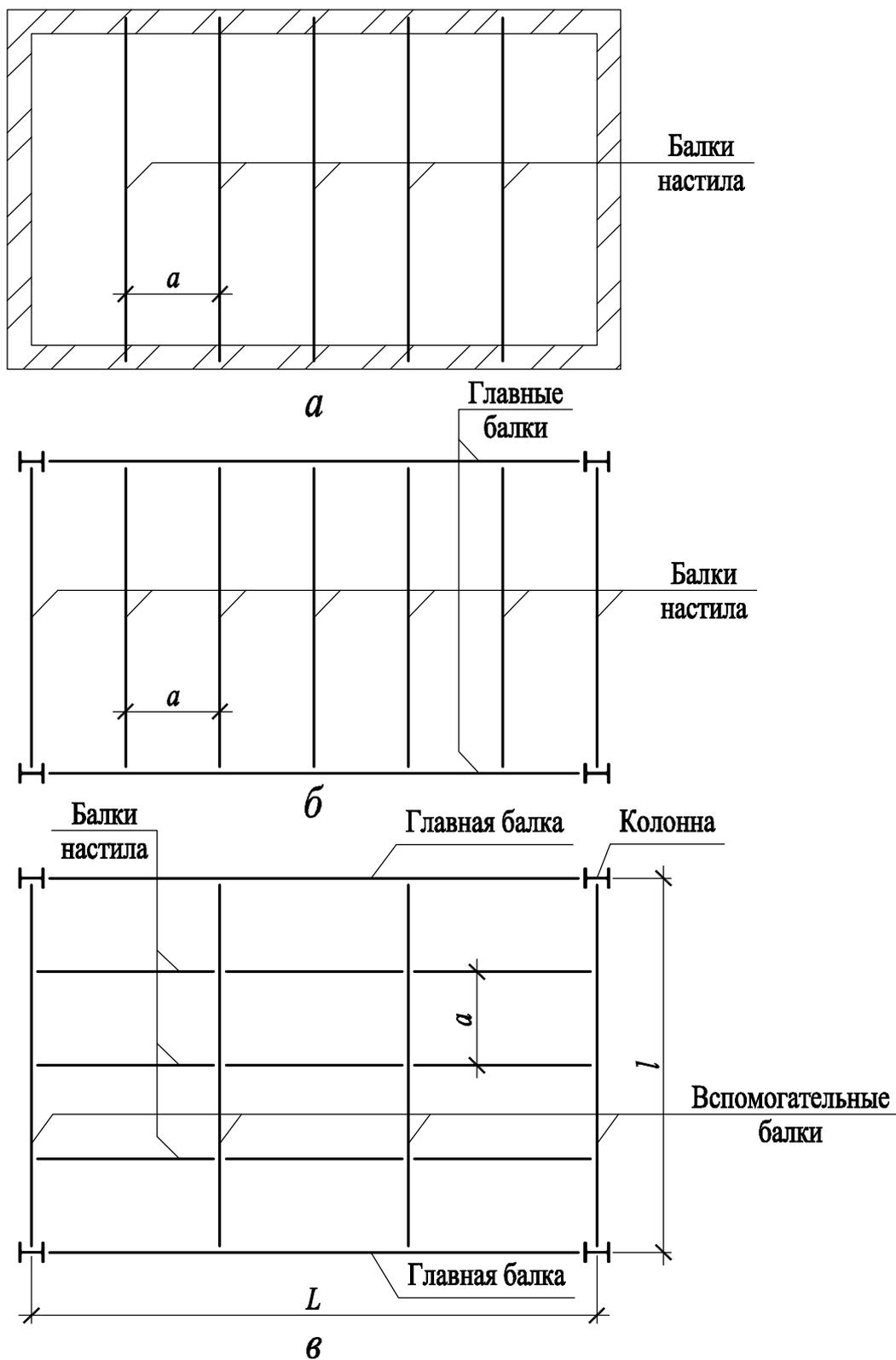


Рис. 1. Типы балочных клеток  
*a* – упрощенный; *б* – нормальный; *в* – усложненный

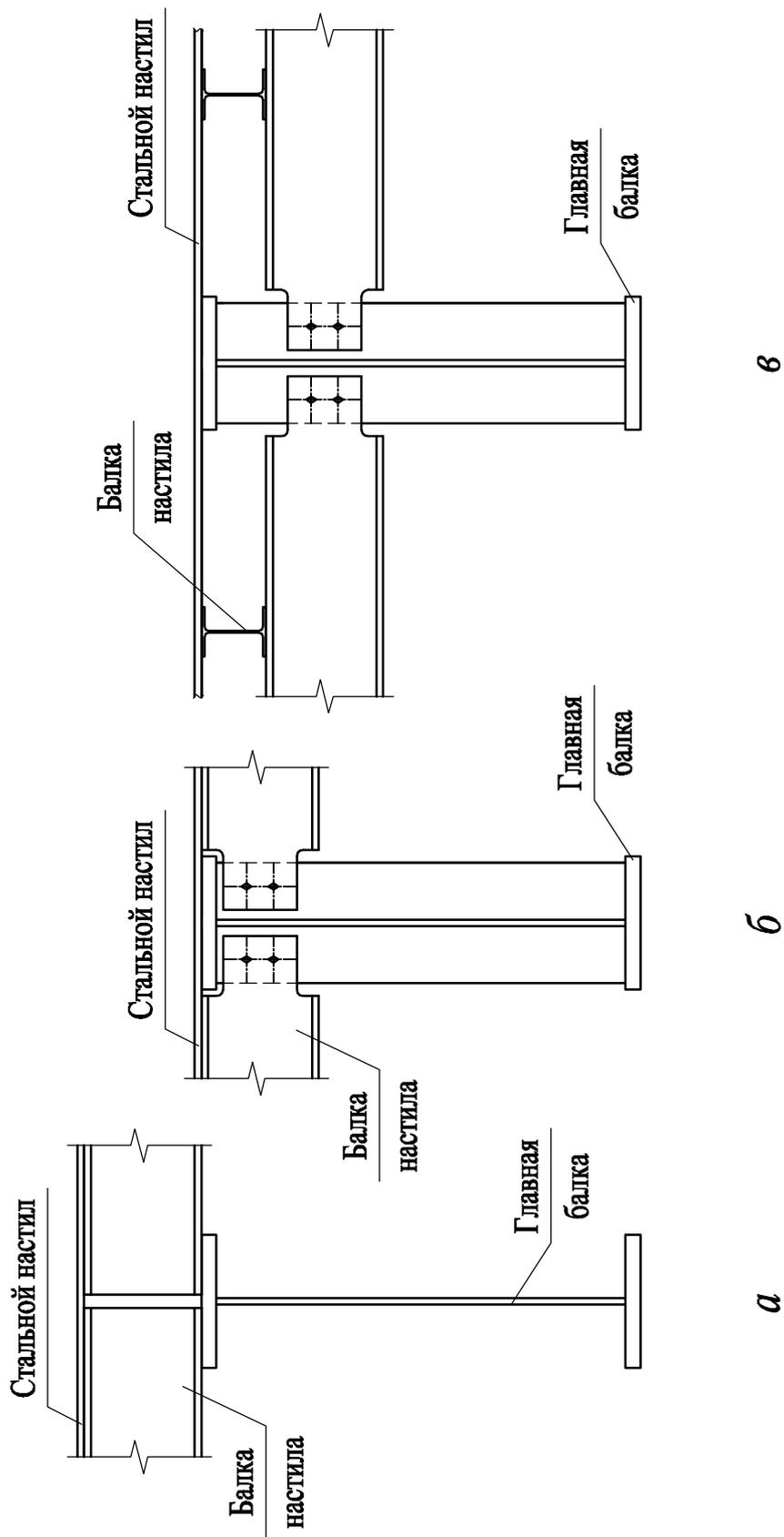


Рис. 2. Сопряжение балок: *а* — этажное; *б* — в одном уровне; *в* — пониженное

Тип балочной клетки выбирают в зависимости от ее назначения, габаритных размеров, типа настила, схемы расположения нагрузок и их величин, а также исходя из наименьших затрат металла и труда на изготовление и монтаж конструкций.

В настоящем учебном пособии изложены основные положения по расчету и конструированию металлических балочных клеток нормального типа для одноэтажной рабочей площадки со стальным плоским настилом.

При проектировании балочных клеток нормального типа решаются следующие вопросы:

- 1 Разработка схемы балочной клетки;
- 2 Расчет стального настила;
- 3 Расчет балки настила;
- 4 Расчет главной балки;
- 5 Расчет узлов сопряжений конструкций;
- 6 Расчет центрально сжатой колонны (стержень, оголовок, база);
- 7 Разработка рабочих чертежей.

## **РАЗРАБОТКА СХЕМЫ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ**

Проектируемая балочная клетка нормального типа включает два вида пересекающихся несущих балок – главные балки и балки настила, на которые опирается плоский стальной настил. Постоянные и временные нагрузки в балочной клетке нормального типа передаются с настила на балки настила, которые в свою очередь передают их на главные балки, опирающиеся на колонны.

На основании задания на проектирование в пояснительной записке, входящей в состав проектной документации, вычерчивается схема расположения элементов балочной клетки с указанием основных размеров, осей, маркировки элементов и грузовых площадей на рассчитываемые элементы (настил, балка настила, главная балка, колонна).

Учитывая значительные пролеты главных балок, составляющие, как правило, 9...12 м и более, их проектируют при необходимости с членением на отправочные элементы, по возможности одинаковые, удовлетворяющие требованиям транспортировки и монтажа наиболее распространенными средствами. На монтаже отправочные элементы объединяют в единую конструкцию устройством монтажного стыка, выполняемого сваркой или на высокопрочных болтах с накладками.

Если монтажные стыки расположены посередине пролета главных балок, то при разработке схемы балочной клетки балки настила располагают

симметрично относительно этой середины. Для упрощения монтажных стыков, а также узлов сопряжения балок настила с главными балками, необходимо среднюю часть пролета главной балки оставлять свободной, т.е. балка настила не должна приходиться на монтажный стык главной балки. Сопряжение балок настила с главными балками рекомендуется принимать в одном уровне верхних поясов.

Пример разработки схемы балочной клетки приведен в прил. 7.

## РАСЧЕТ СТАЛЬНОГО НАСТИЛА

Настилы балочных клеток могут быть разными в зависимости от назначения и конструктивного решения покрытия или перекрытия. В качестве несущего настила чаще всего применяют плоские, рифленые или профилированные стальные листы, щитовой стальной настил, железобетонные настилы из сборных или монолитных плит. Поверх несущего настила иногда устраивают защитный настил из асфальта, бетона, дерева и других материалов.

В проектируемой балочной клетке в качестве настила принимаются стальные плоские листы, привариваемые к верхним поясам балок настила. Расчет настила при равномерно распределенной нагрузке зависит от отношения размеров большей стороны пластины к меньшей. При отношении этих размеров, меньшем или равном двум, пластина считается «короткой», в противном случае, что встречается чаще и имеет место в рассматриваемой балочной клетке, «длинной». Для «длинных» пластин можно считать, что настил работает в условиях цилиндрического изгиба только вдоль короткой стороны.

Вследствие приварки настила к балкам исключается возможность сближения опор настила при его прогибе под нагрузкой, что вызывает в нем растягивающие цепные усилия  $H$ , улучшающие работу настила. Однако в практических расчетах защемлением в запас жесткости обычно пренебрегают и принимают опирание настила шарнирно неподвижным.

Для расчета настила из пластины мысленно вырезается полоска шириной 1 м вдоль короткой стороны настила и рассчитывается как балка на двух опорах, закрепленная по концам неподвижными шарнирами и нагруженная равномерно распределенной нагрузкой (рис. 3). За расчетный пролет настила принимается расстояние между внутренними кромками полок балок настила. Из условия жесткости определяется требуемая толщина настила. Если по результатам расчета толщина настила получается более 10 мм, то в целях экономии металла рекомендуется перейти на плоский стальной настил толщиной не более 10 мм, подкрепленный ребрами жесткости. Назначив оконча-

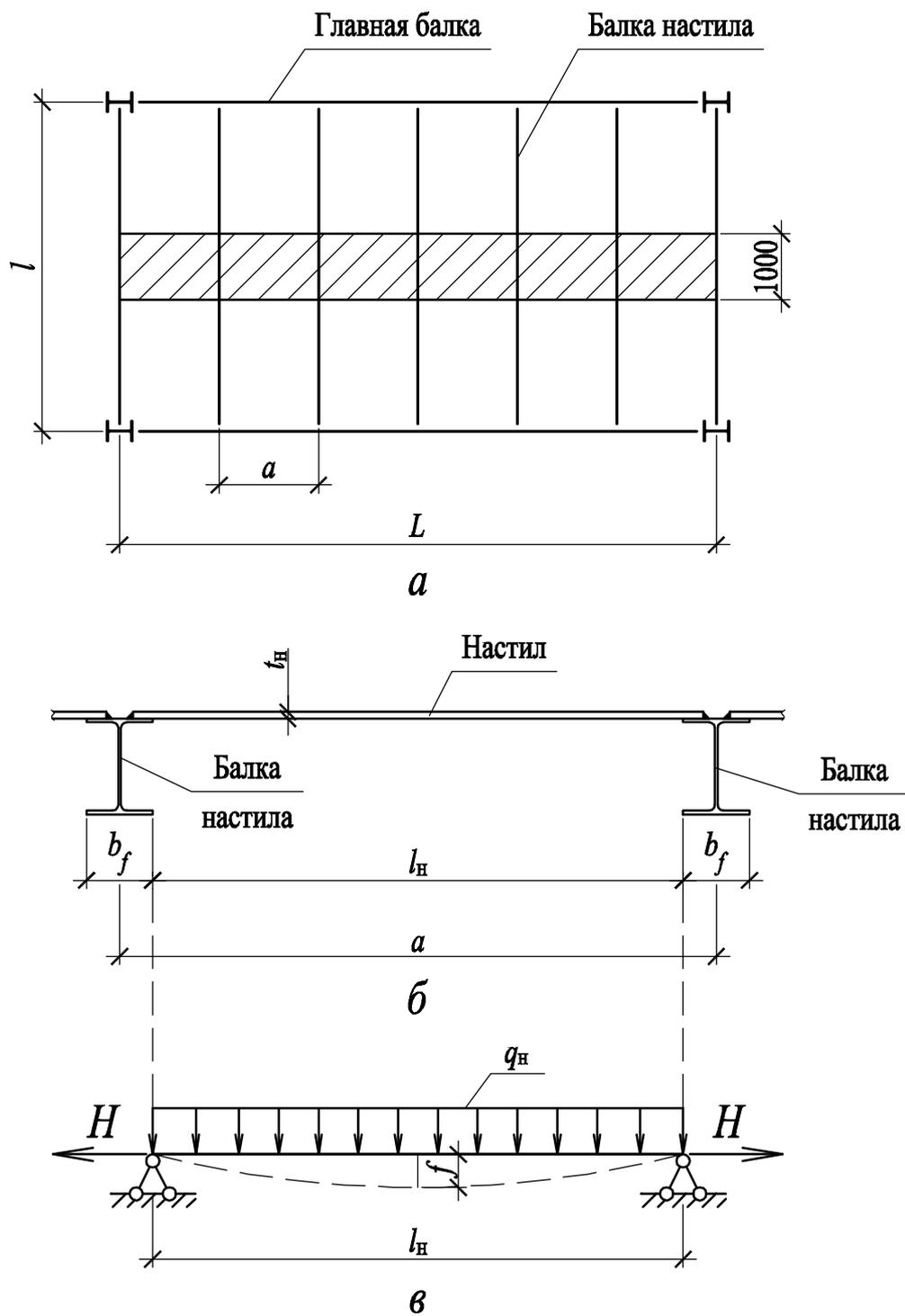


Рис. 3. К расчету стального настила:  
*a* – распределение нагрузки на настил; *б* – конструктивная схема настила;  
*в* – расчетная схема настила

тельно размеры настила, проверяют его несущую способность и жесткость. На действие распора  $H$  рассчитываются сварные швы крепления настила к балкам настила.

Пример расчета стального настила приведен в прил. 7.

## РАСЧЕТ БАЛОК НАСТИЛА

Балки настила ввиду небольших пролетов и действующих на них нагрузок проектируются обычно из прокатных двутавров. Для балок настила применяют прокатные двутавры, выпускаемые по СТО АСЧМ 20–93, ГОСТ 26020–83 или по ГОСТ 8239–89 (двутавры № 12...20).

Балка настила представляет собой однопролетную балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой, собранной с соответствующей грузовой площади (рис. 4). Статическим расчетом определяются расчетные усилия (изгибающий момент  $M_{\max}$  и поперечная сила  $Q_{\max}$ ) в характерных сечениях балки.

Подбор сечения прокатной балки настила заключается в выборе необходимого номера профиля по сортаменту. Согласно [2, п. 8.2.3] расчет балки настила ведется с учётом развития пластических деформаций. В этом случае из условия прочности балки при изгибе требуемый момент сопротивления сечения определяется по формуле:

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{c_x R_y \gamma_c},$$

где  $M_{\max}$  – максимальный расчетный изгибающий момент;  $c_x$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, принимаемый по [2, табл. Е.1];  $R_y$  – расчетное сопротивление по пределу текучести стали балки настила, определяемое по [2, табл. В.5];  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы [2, табл. 1].

По полученному значению  $W_x^{\text{тр}}$  по сортаменту прокатных профилей (прил. 3) выбирается ближайший номер профиля с моментом сопротивления, равным или большим требуемого  $W_x \geq W_x^{\text{тр}}$ . Принимая во внимание, что при определении расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки принималась приближенно, следует выполнить корректировку нагрузок и расчетных усилий в балке настила с учетом фактического собственного веса принятого сечения балки.

По уточненным усилиям и фактическим геометрическим характеристикам подобранное сечение балки настила проверяется на прочность по нор-

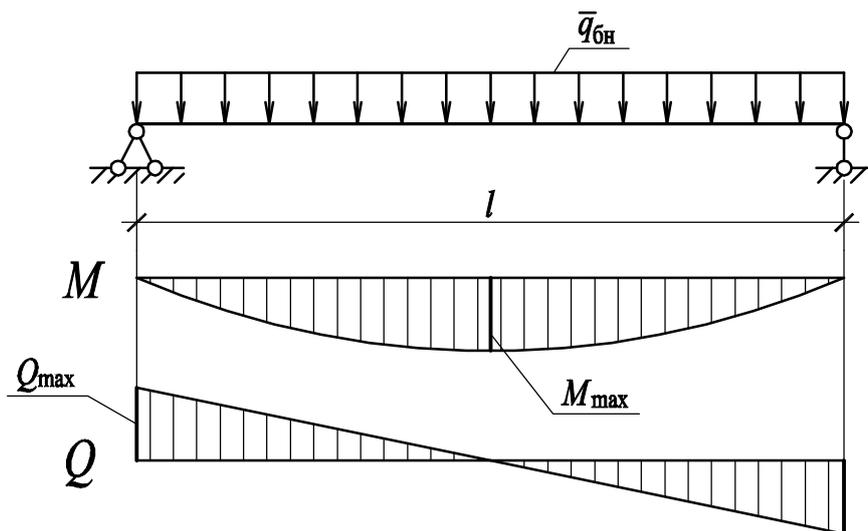


Рис. 4. Расчетная схема балки настила

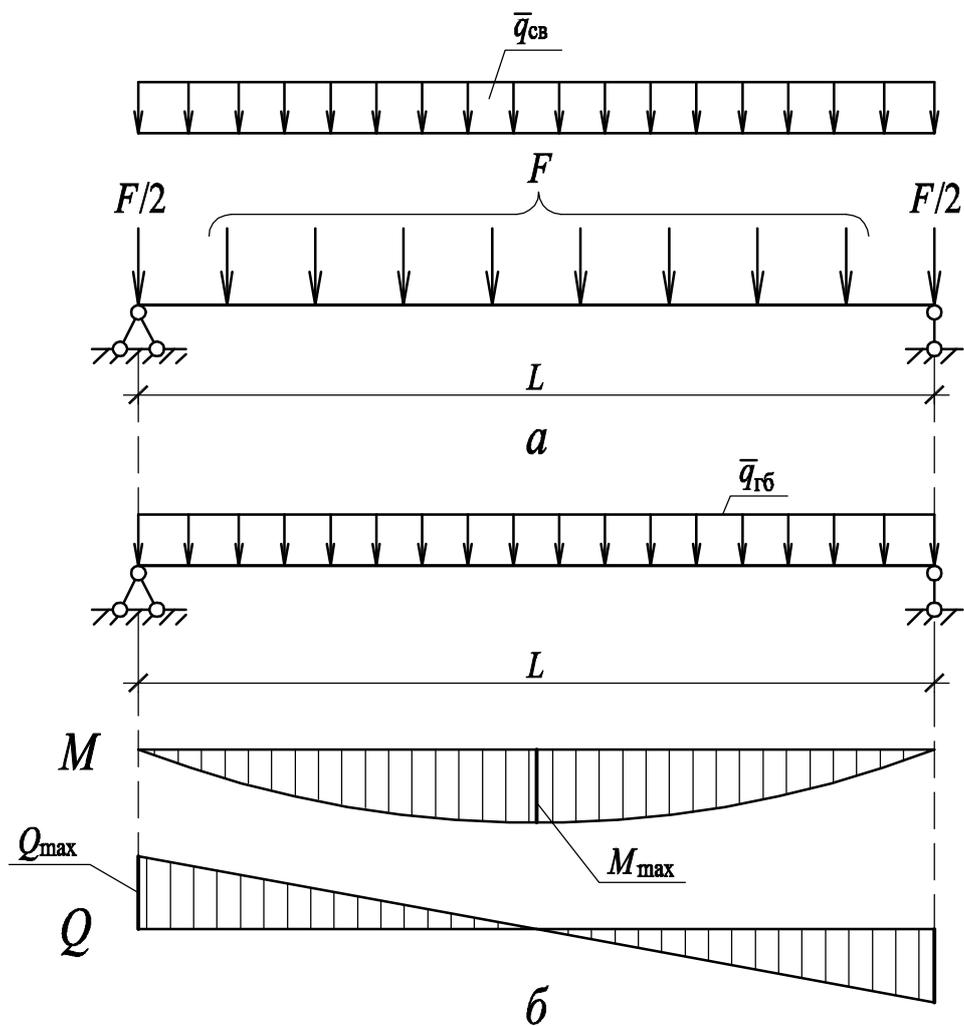


Рис. 5. Расчетная схема главной балки:  
а – действительная схема; б – условная схема

мальным и касательным напряжениям, жесткость, общую и местную устойчивость.

При расчетах балки настила рекомендуется рассмотреть несколько вариантов сечения балки (балочный тип, широкополочный тип, двутавры с уклоном внутренних граней полок) по СТО АСЧМ 20–93 или по ГОСТ 26020–83, ГОСТ 8239–89. После подбора и проверок различных сечений балок за основной принимается наиболее экономичный по расходу стали вариант.

Пример расчета балок настила приведен в прил. 7.

## РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

### Подбор сечения главной балки

Главные балки ввиду больших нагрузок и пролетов проектируются в основном составного сечения из сварного симметричного двутавра. Такое сечение состоит из трех листов: вертикального листа – стенки и двух горизонтальных листов – полок (поясов). Полки соединяются со стенкой непрерывными угловыми поясными швами.

Расчетная схема главных балок определяется типом балочной клетки. В нормальном типе балочной клетки главная балка по расчетной схеме является однопролетной шарнирно опертой балкой, загруженной сосредоточенными силами  $F$  (опорными реакциями), передаваемыми балками настила (рис. 5, *а*), и собственным весом  $\bar{q}_{св}$  в виде равномерно распределенной нагрузки, которую допускается предварительно принимать в пределах 1...2 % от действующей на балку нагрузки. При равномерном и частом расположении балок настила, когда их в пролете не менее пяти, сосредоточенные силы можно заменить без существенного изменения точности расчета эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой и определить ее по соответствующей грузовой площади (рис. 5, *б*). Крепление главных балок к колоннам принимается в балочных клетках обычно шарнирным.

Установив расчетную схему главной балки и собрав на нее нагрузки, определяют изгибающий момент  $M_{max}$  и поперечную силу  $Q_{max}$  в характерных сечениях балки.

В соответствии с [2, п. 8.2.4] требуемый момент сопротивления для главных балок определяется по упругой стадии работы материала

$$W_x^{тp} = \frac{M_{max}}{R_{yf} \gamma_c},$$

где  $R_{yf}$  – расчетное сопротивление по пределу текучести стали поясов главной балки, принимаемое по [2, табл. В.5].

Компоновку составного двутаврового сечения (рис. 6) начинают с назначения высоты балки, которая определяется экономическими соображениями, максимально допустимым прогибом балки и строительной высотой перекрытия или покрытия в случае ее ограничения.

Минимальная высота балки определяется из условия обеспечения жесткости. Для однопролетной шарнирно опертой по концам балки, нагруженной равномерно распределенной по всему пролету нагрузкой, минимальную высоту можно определить по формуле:

$$h_{\min} = \frac{R_{yf} L}{5\gamma_f^{\text{cp}} E \left[ \frac{f}{L} \right]},$$

где  $\gamma_f^{\text{cp}}$  – средний коэффициент надежности по нагрузке, равный отношению расчетной нагрузки, действующей на главную балку, к нормативной нагрузке;  $E = 2,06 \cdot 10^4$  кН/см<sup>2</sup> – модуль упругости стали [2, табл. Г.10];  $\left[ \frac{f}{L} \right]$  – предельный относительный прогиб [1, табл. Е.1].

Из условия экономичности, обеспечивающим минимальный расход стали, определяется оптимальная высота балки

$$h_{\text{опт}} = k \sqrt{\frac{W_x^{\text{тп}}}{t_w^{\text{тп}}}},$$

где  $k$  – коэффициент, равный для сварных балок 1,15...1,2;  $t_w^{\text{тп}}$  – требуемая толщина стенки (мм), предварительно определяемая по эмпирической формуле

$$t_w^{\text{тп}} = 7 + 3h_{\min},$$

где величина  $h_{\min}$  подставляется в м.

Назначаемая окончательно высота стенки главной балки  $h_{ef}$  должна быть близкой к  $h_{\text{опт}}$  (возможно отклонение от оптимальной высоты в пределах  $\pm 20\%$ ), но не меньше  $h_{\min}$ . Фактическая высота стенки балки должна быть также увязана со стандартными размерами прокатной универсальной или толстолистовой стали по ГОСТ 82–70\* или ГОСТ 19903–74\* (прил. 2).

После назначения высоты стенки определяется толщина стенки главной балки исходя из прочности на срез, местной устойчивости и конструктивных требований. Толщина стенки из условия ее работы на срез в сечении с наибольшей поперечной силой определяется по формуле:

$$t_{w,\text{cp}} = \frac{kQ_{\max}}{h_{ef} R_{sw} \gamma_c},$$

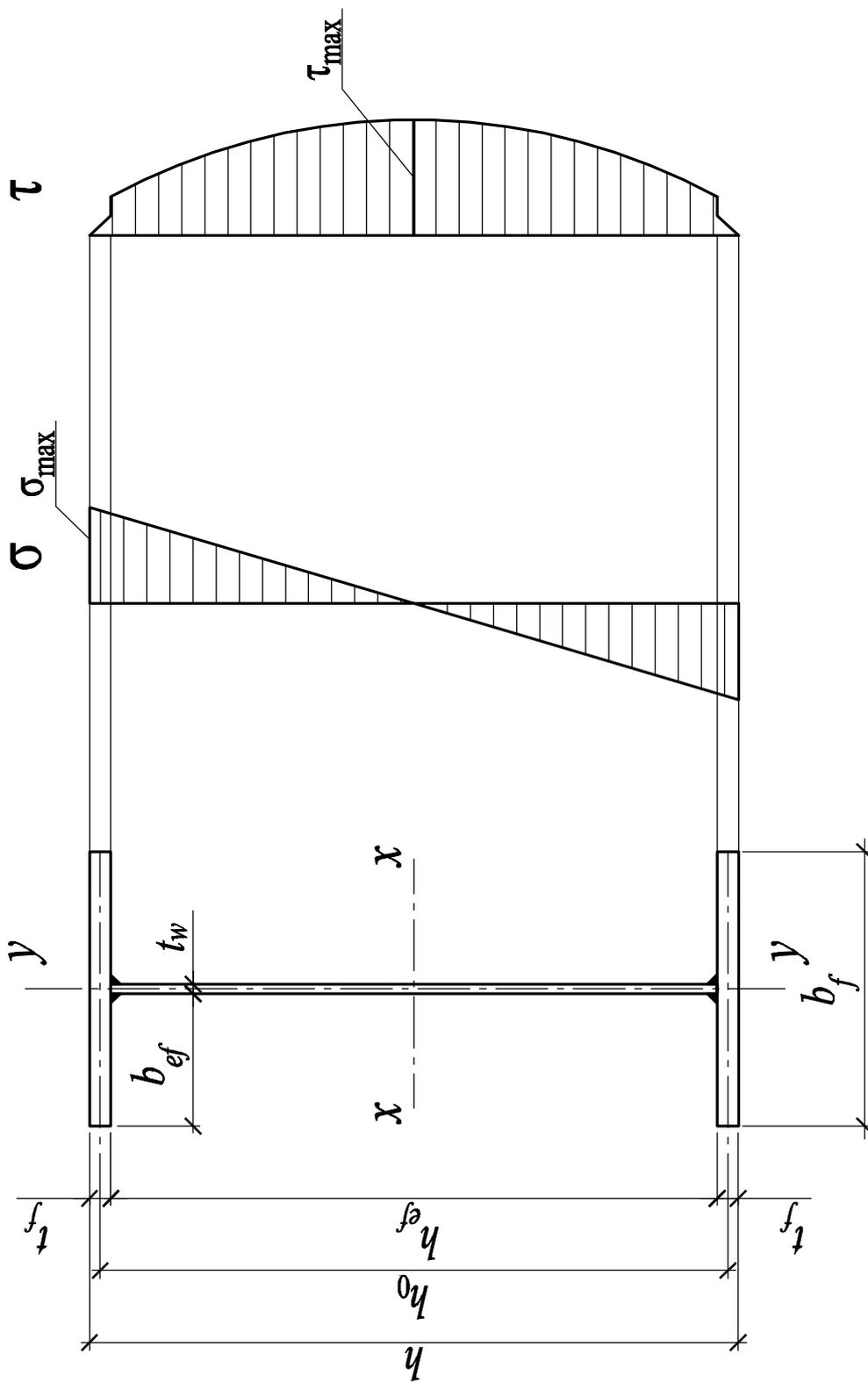


Рис. 6. Сечение составной главной балки и эпюры напряжений

где  $k$  – коэффициент, принимаемый равным  $k = 1,5$  при работе на срез только стенки балки и  $k = 1,2$  при работе на срез всего двутаврового сечения;  $R_{sw} = 0,58R_{yw}$  – расчетное сопротивление сдвигу стали стенки главной балки [2, табл. 4];  $R_{yw}$  – расчетное сопротивление по пределу текучести стали стенки [2, табл. В.5].

Минимальная толщина стенки из условия обеспечения ее местной устойчивости без дополнительного укрепления стенки продольными ребрами жесткости определяется по формуле:

$$t_{w,\min} = \frac{h_{ef}}{5,5} \sqrt{\frac{R_y^w}{E}}.$$

Окончательно толщина стенки  $t_w$  принимается с учетом ранее назначенной  $t_w^{\text{TP}}$ , не менее  $t_{w,\text{CP}}$  и не менее  $t_{w,\min}$ . По конструктивным требованиям толщину стенки из условия обеспечения стойкости против коррозии, надежности при транспортировке и монтаже следует принимать не менее 8 мм. При неагрессивной среде эксплуатации толщину стенки можно допустить равной 6 мм. Толщину стенки необходимо также согласовать с типовыми размерами листового металлопроката (прил. 2).

Размеры горизонтальных поясных листов назначаются исходя из необходимой несущей способности балки. Из условия прочности определяется требуемая площадь сечения одного пояса главной балки

$$A_f^{\text{TP}} = \frac{W_x^{\text{TP}}}{h_{ef}} - \frac{mh_{ef}t_w}{6},$$

где  $m = 1$  для главной балки с поясами и стенкой из одного класса стали;

$$m = \frac{3R_{yw}}{2R_{yf}} \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{R_{yw}}{R_{yf}} \right)^2 \right] - \text{для бистальной балки, сваренной из двух марок}$$

стали.

В целях равномерного распределения напряжений ширина полки принимается  $b_f = (1/3 \dots 1/5) h_{ef}$ , но не более 600 мм и не менее 180 мм по условиям обеспечения опирания вышележащих балок или прикрепления настила.

Задавшись окончательно шириной полки  $b_f$  в соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 2), находят ее толщину  $t_f \geq A_f^{\text{TP}} / b_f$ . Для обеспечения местной устойчивости сжатого пояса минимальную толщину полки можно приближенно определить из условия

$$t_f \geq b_{ef} / (0,5 \sqrt{E / R_{yf}}),$$

где  $b_{ef} = (b_f - t_w) / 2$  – ширина свеса пояса.

Толщину полки рекомендуется назначать в пределах  $t_w \leq t_f \leq 3t_w$  и  $t_f \leq 40$  мм, поскольку в противных случаях проявятся недостатки сварных

швов при большой разнице толщин свариваемых элементов и низкое качество толстого металлопроката.

Окончательно толщина пояса  $t_f$  назначается в соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 2).

Для скомпонованного сечения главной балки определяются геометрические характеристики и проводятся проверки прочности по нормальным и касательным напряжениям, жесткости, общей устойчивости, местной устойчивости полки и стенки балки. Если прочность главной балки не обеспечена или имеется большое недонапряжение (более 10 %), то сечение балки корректируется и проверяется вновь. Особенности расчета бистальных сварных балок указаны в [2, раздел 8]. В случае проектирования главной балки с изменением сечения по длине до проведения проверок местной устойчивости полки и стенки необходимо выполнить расчет изменения ее сечения.

Пример расчета главной балки приведен в прил. 7.

### Изменение сечения главной балки

В целях экономии металла при проектировании балочных клеток сечение составных балок, подобранное по максимальному моменту в середине пролета, целесообразно уменьшать вблизи опор в соответствии с эпюрой изгибающего момента (рис. 7). Однако каждое изменение сечения балки, дающее экономию материала, несколько увеличивает трудоемкость ее изготовления и поэтому экономически целесообразно только для балок пролетом 10...12 м и более. В большинстве случаев сечение балки изменяют за счёт уменьшения ширины поясных листов, сохраняя постоянными их толщину и сечение стенки.

При действии на балку равномерно распределенной нагрузки наиболее рациональное место изменения сечения находится на расстоянии  $1/6$  пролета балки от опоры  $x \approx 1/6 L$ . Место изменения сечения не должно совпадать с примыканием поперечных ребер (балок настила). Минимальное расстояние места стыка поясных листов от поперечного ребра принимается  $10t_w$ .

Ширина поясных листов в месте изменения сечения назначается из условий:  $b'_f \geq 180$  мм;  $b'_f \geq 0,5b_f$ ;  $b'_f \geq 0,1 h$ ;  $A'_f \approx (0,5...0,6) A_f$ . Окончательно ширина пояса измененного сечения балки принимается в соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 2).

В месте изменения сечения балки действуют изгибающий момент и поперечная сила

$$M_x = \frac{\bar{q}_{ГБ} x(L-x)}{2}; \quad Q_x = \bar{q}_{ГБ} \left( \frac{L}{2} - x \right).$$

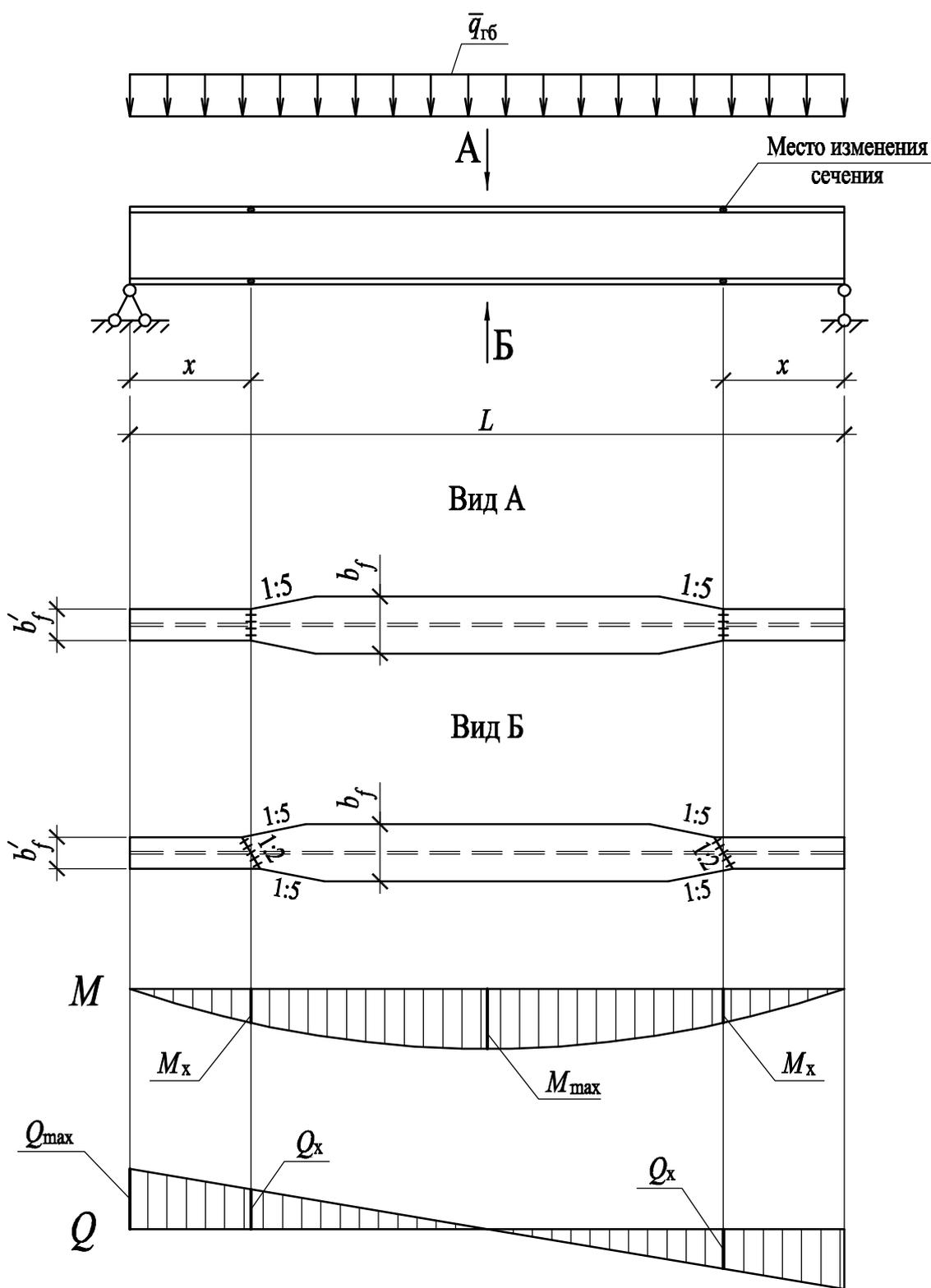


Рис. 7. Изменение сечения главной балки по длине

Проверка прочности измененного сечения балки проводится по нормальным и касательным напряжениям

$$\sigma'_x = \frac{M_x}{W'_x} \leq R_{yf} \gamma_c; \quad \tau'_x = \frac{Q_x S_x}{J'_x t_w} \leq R_{sw} \gamma_c.$$

Так как в месте изменения сечения балки действуют как нормальные, так и касательные напряжения, то необходимо также провести проверку прочности по приведенным напряжениям

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\left(\sigma'_{x,w}\right)^2 + 3\left(\tau'_{x,w}\right)^2} \leq 1,15 R_{yw} \gamma_c,$$

где  $\sigma'_{x,w} = \sigma'_x \frac{h_{ef}}{h}$  – нормальное напряжение в месте соединения полки

со стенкой (на уровне поясных швов);  $\tau'_{x,w} = \frac{Q_x}{h_{ef} t_w}$  – средние касательные

напряжения в стенке.

В месте уменьшения ширины пояса проводится проверка общей устойчивости балки в соответствии с [2, п. 8.4.4(б)]

$$\bar{\lambda}_b' = (l_{ef} / b_f') \sqrt{R_{yf} / E} \leq \bar{\lambda}_{ub}'$$

где  $l_{ef}$  – расчетная длина сжатого пояса балки, равная шагу балок настила, раскрепляющих верхний сжатый пояс главной балки из плоскости;  $\bar{\lambda}_{ub}'$  – предельное значение, определяемое по [2, табл. 11].

Пример изменения сечения главной балки приведен в прил. 7.

### Проверка местной устойчивости пояса главной балки

Местная устойчивость пояса обеспечена, если условная гибкость свеса пояса не превышает предельной условной гибкости

$$\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_{yf} / E} \leq \bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_{yf} / \sigma_c},$$

где  $b_{ef} = (b_f - t_w) / 2$  – свес пояса;  $\bar{\lambda}_{uf}$  – предельная условная гибкость свеса пояса, определяемая по [2, п.8.5.18];  $\sigma_c$  – напряжение в сжатом поясе балки.

Пример проверки местной устойчивости пояса главной балки приведен в прил. 7.

## Проверка местной устойчивости стенки главной балки

Устойчивость стенки балки не требуется проверять, если выполняется условие:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw},$$

где  $\bar{\lambda}_w$  – условная гибкость стенки;  $\bar{\lambda}_{uw}$  – предельная условная гибкость стенки, определяемая по [2, п. 8.5.1]:  $\bar{\lambda}_{uw} = 3,5$  – при отсутствии местного напряжения  $\sigma_{loc} = 0$  в балках с двусторонними поясными швами,  $\bar{\lambda}_{uw} = 3,2$  – при отсутствии местного напряжения  $\sigma_{loc} = 0$  в балках с односторонними поясными швами,  $\bar{\lambda}_{uw} = 2,5$  – при наличии местного напряжения  $\sigma_{loc} \neq 0$  в балках с двусторонними поясными швами.

При  $\bar{\lambda}_w > \bar{\lambda}_{uw}$  необходима проверка местной устойчивости стенки.

Если при отсутствии подвижной нагрузки условная гибкость  $\bar{\lambda}_w > 3,2$ , то для обеспечения местной устойчивости стенки ее следует укреплять поперечными ребрами жесткости. Поперечные ребра жесткости рекомендуется устанавливать на опорах и по длине балки в местах действия сосредоточенных сил от балок настила. Расстояния между ребрами жесткости не должны превышать  $a_{max} = 2h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$  и  $a_{max} = 2,5h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w < 3,2$  [2, п. 8.5.9].

Если главная балка состоит из двух отправочных элементов и имеет по середине монтажный стык, то расстановку поперечных ребер жесткости необходимо выполнять симметрично относительно середины балки, при этом ребро жесткости не должно приходиться на монтажный стык главной балки.

Поперечные ребра жесткости делят стенку балки на отдельные прямоугольные или квадратные отсеки, которые могут потерять местную устойчивость независимо друг от друга под действием нормальных  $\sigma_i$ , касательных  $\tau_i$  и местных напряжений  $\sigma_{loc}$  или от их совместного действия.

Проверка местной устойчивости стенки в отсеках проводится по формулам:

при отсутствии местного напряжения в отсеке  $\sigma_{loc} = 0$

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c;$$

при наличии местного напряжения в отсеке  $\sigma_{loc} \neq 0$

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c;$$

где  $\sigma_{xi} = \frac{M_{xi} h_{ef}}{W_{xi} h}$  – нормальное сжимающее напряжение в отсеке у верхней

границы стенки;  $\tau_{xi} = \frac{Q_{xi}}{h_{ef} t_w}$  – среднее касательное напряжение в стенке от-

сека;  $\sigma_{loc} = \frac{2R_{\text{бн}}}{l_{ef} t_w}$  – местное напряжение в стенке под балками настила;

$\sigma_{cr}$ ,  $\tau_{cr}$ ,  $\sigma_{loc,cr}$  – соответственно критическое нормальное, касательное и местное напряжения, определяемые по [2, пп. 8.5.3...8.5.5];  $M_{xi}$ ,  $Q_{xi}$  – средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах расчетного отсека;  $R_{\text{бн}}$  – опорная реакция балки настила, опирающейся на главную балку.

Если длина отсека  $a_p$  (расстояние между осями поперечных ребер жесткости) меньше его высоты  $a_p \leq h_{ef}$ , то значения  $M_{xi}$  и  $Q_{xi}$  определяются по середине отсека (рис. 8, а). Если длина расчетного отсека больше его высоты  $a_p > h_{ef}$ , то  $M_{xi}$  и  $Q_{xi}$  следует вычислять по середине наиболее напряженного условного участка с длиной, равной высоте отсека  $h_{ef}$ . В отсеках, расположенных около зоны с максимальным изгибающим моментом, условный участок следует располагать в зоне с наибольшими моментами (рис. 8, б). В отсеках, расположенных около зоны с максимальной поперечной силой (в основном опорные отсеки), условный участок следует располагать в зоне с наибольшей поперечной силой, так как здесь возникают максимальные касательные напряжения (рис. 8, в).

При невыполнении в отсеке проверки местной устойчивости стенки необходимо установить в отсеке дополнительное поперечное ребро жесткости. Размеры поперечных ребер жесткости назначаются в соответствии с требованиями [2, п. 8.5.9].

Пример проверки местной устойчивости стенки главной балки приведен в прил. 7.

### **Расчет поясных сварных швов для главной балки**

Поясные сварные швы, соединяющие пояса главной балки со стенкой, выполняются автоматической сваркой непрерывными двусторонними, с одинаковым катетом по всей длине. Поясные сварные швы обеспечивают совместную работу поясов и стенки и препятствуют их взаимному сдвигу.

Расчёт соединения ведется на силу сдвига пояса относительно стенки.

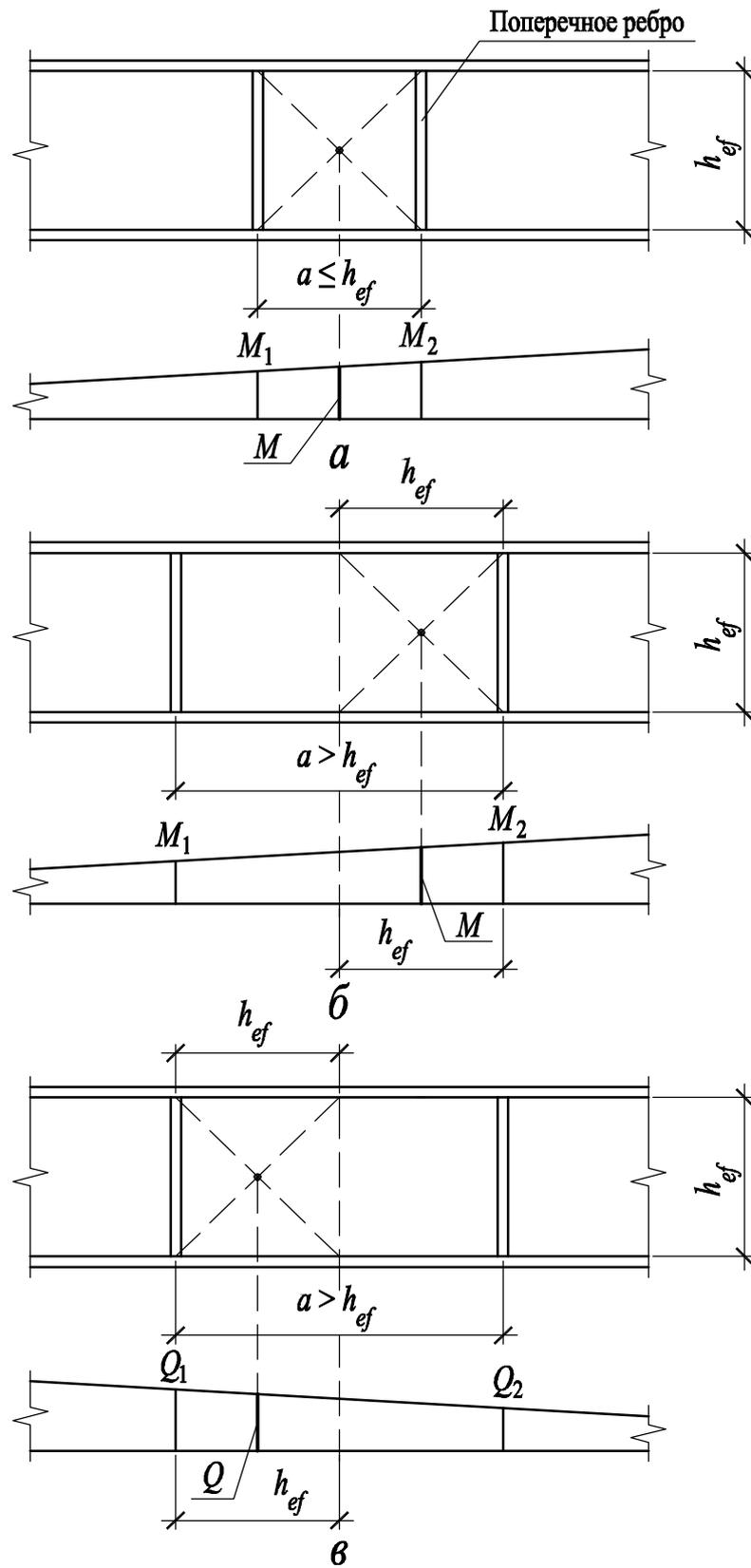


Рис. 8. К определению расчетных усилий в отсеках:  
 $a - M_1 \leq M_2$  и  $a \leq h_{ef}$ ;  $б - M_1 \leq M_2$  и  $a > h_{ef}$ ;  $в - Q_1 > Q_2$  и  $a > h_{ef}$

Сдвигающая сила на 1 см длины балки определяется по формуле:

$$T = \frac{Q_{\max} S'_f}{J'_x},$$

где  $S'_f = b'_f t_f \left( \frac{h_{ef} + t_f}{2} \right)$  – статический момент пояса главной балки в измененном сечении относительно нейтральной оси.

Требуемый катет шва:

по металлу шва

$$k_{f1} \geq \frac{T}{n \beta_f R_{wf} \gamma_c};$$

по металлу границы сплавления

$$k_{f2} \geq \frac{T}{n \beta_z R_{wz} \gamma_c},$$

где  $n = 2$  – при двусторонних швах;  $\beta_f, \beta_z$  – коэффициенты глубины проплавления [2, табл. 39];  $R_{wf}$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу шва [2, табл. Г.2];  $R_{wz} = 0,45R_{un}$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу границы сплавления.

Окончательно катет шва принимается с учетом конструктивных требований [2, табл. 38].

Пример расчета поясных сварных швов для главной балки приведен в прил. 7.

## РАСЧЕТ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ

### Сопряжение балок настила с главными балками

В нормальном типе балочной клетке сопряжение главных балок и балок настила может быть этажным или в одном уровне верхних поясов (рис. 9). При этажном опирании балок настила на главные балки соединения не рассчитывают. При сопряжении в одном уровне верхних поясов балки настила примыкают к главной балке сбоку с передачей нагрузки (опорной реакции) через соединительные элементы или опорные столики. Соединения проектируют болтовыми или сварными. Конструктивные варианты сопряжения балок и рекомендации по их расчету представлены в [8].

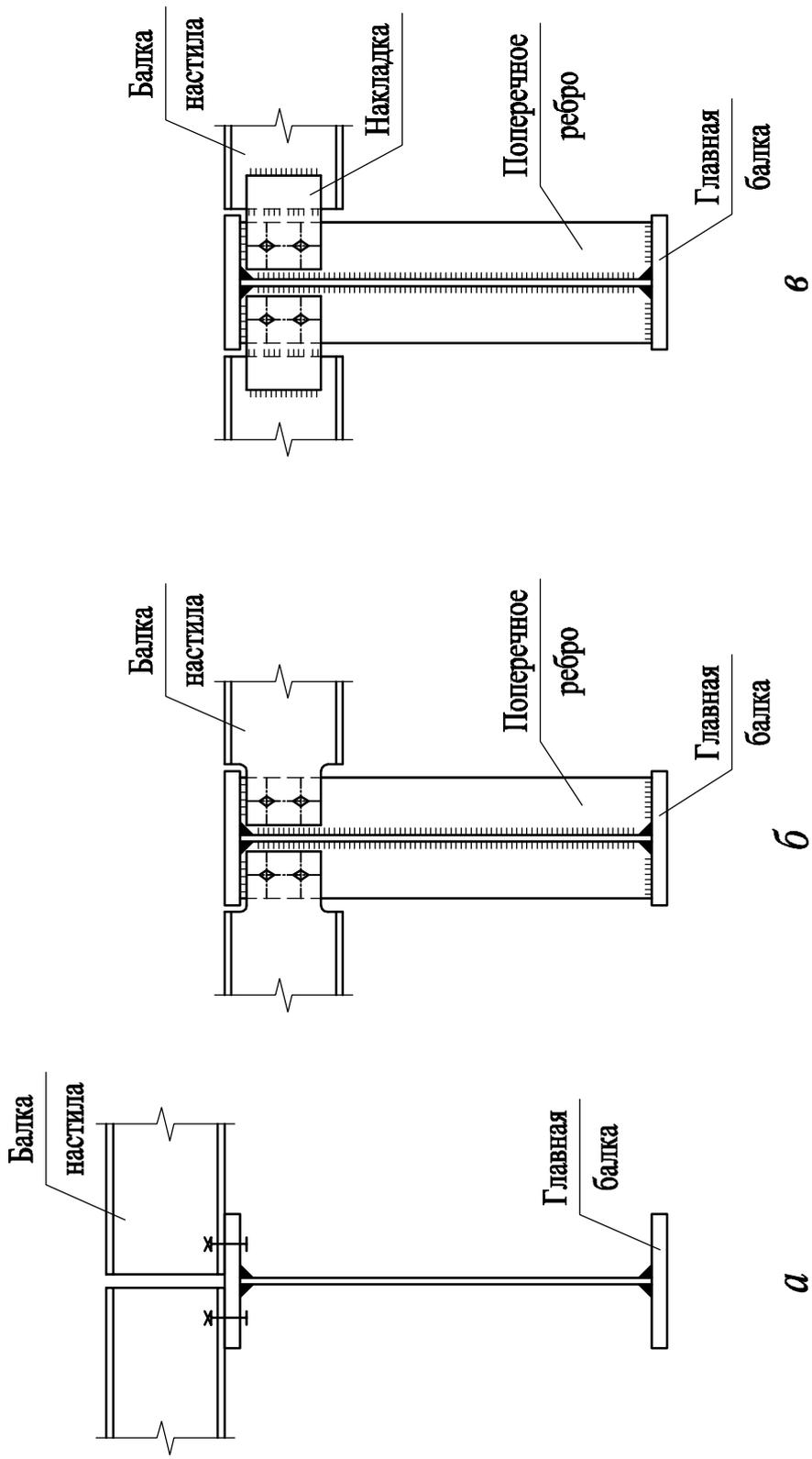


Рис. 9. Сопряжение балок:

*a* — этажное; *б* — в одном уровне верхних поясов с вырезом части стенки балки настила;

*б* — в одном уровне верхних поясов через накладку

В рассматриваемом типе балочной клетки рекомендуется принимать сопряжения балок в одном уровне верхних поясов, которые могут передавать большие опорные реакции и позволяют уменьшить строительную высоту. Наиболее технологичными являются болтовые соединения балок настила через накладку, приваренные к их торцам, с поперечными ребрами жесткости главных балок (рис. 9, в). Расчет сопряжения балок заключается в определении числа болтов, работающих на срез или смятие, и размеров сварных швов крепления накладки к балке настила.

Для расчета болтового соединения предварительно задаются диаметром болтов нормальной точности (болты класса точности В). Рекомендуемый диаметр болта  $d = 20$  мм. Для балок настила из двутавров I18 и I20, наибольший диаметр болта принимается  $d = 16$  мм. Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, определяется по [2, п. 14.2.9]:

на срез

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c ;$$

на смятие

$$N_{bp} = R_{bp} d \Sigma t \gamma_b \gamma_c ,$$

где  $R_{bs}$  – расчетное сопротивление болта на срез [2, табл. Г.5];  $A_b$  – площадь сечения стержня болта [2, табл. Г.9];  $n_s$  – число расчетных срезов одного болта;  $\gamma_b$  – коэффициент условий работы болтового соединения [2, табл. 41];  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы [2, табл. 1];  $R_{bp}$  – расчетное сопротивление смятию болтового соединения [2, табл. Г.6];  $d$  – наружный диаметр стержня болта;  $\Sigma t$  – наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении;

Необходимое количество болтов в соединении определяется по формуле:

$$n \geq \frac{1,2R_{\text{бн}}}{N_{b,\text{min}}} ,$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий возможную неравномерность вовлечения болтов в работу;  $R_{\text{бн}}$  – опорная реакция балки настила;  $N_{b,\text{min}}$  – наименьшее из значений расчетных усилий одного болта на срез  $N_{bs}$  или смятие  $N_{bp}$ .

Конструктивно количество болтов в соединении принимается  $n \geq 2$ . Болты рекомендуется размещать на минимальных расстояниях в соответствии с требованиями [2, табл. 40].

Накладки, привариваемые к стенкам балок настила, выполняются из листового горячекатаного проката толщиной 8...12 мм. Отверстия под болты ослабляют сечение накладки, поэтому ее необходимо проверить на срез по площади сечения нетто

$$\tau = R_{\text{бн}} / A_n \leq R_s \gamma_c .$$

Угловые сварные швы крепления накладки к стенке балки настила рассчитываются на совместное действие опорной реакции балки настила  $R_{\text{бн}}$

и изгибающий момент  $M = R_{\text{бн}} e$ , где  $e$  – расстояние от оси болтов до центра тяжести сварного соединения.

Пример расчета сопряжения балки настила с главной балкой приведен в прил. 7.

### Опорная часть главной балки

Сопряжение главных балок с колоннами осуществляется путем их опирания сверху или примыканием сбоку к колонне (рис. 10). Различные варианты конструктивного решения таких сопряжений и рекомендации по их расчету представлены в [8]. Балку в месте передачи опорной реакции укрепляют опорным ребром. Опорное ребро надежно прикрепляют к стенке балки сварными швами, а торец ребра строгают для непосредственной передачи опорного давления на колонну. Выступающая вниз часть опорного ребра принимается  $a = 15$  мм или  $a = 20$  мм.

Размеры опорного ребра балки определяются из расчёта на смятие при  $a \leq 1,5 t_p$  или сжатие при  $a > 1,5 t_p$ . Из условия смятия торцевой поверхности при  $a_p \leq 1,5 t_p$  требуемая площадь сечения ребра находится по формуле:

$$A_p = R_{\text{гб}} / R_p,$$

где  $R_{\text{гб}}$  – опорная реакция главной балки;  $R_p = R_{\text{ин}} / \gamma_m$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности;  $R_{\text{ин}}$  – нормативное временное сопротивление стали опорного ребра балки [2, табл. В.5];  $\gamma_m = 1,025$  – коэффициент надежности по материалу, принимаемый по [2, табл. 3].

Из условия сжатия при  $a_p > 1,5 t_p$  требуемая площадь сечения ребра определяется по формуле:

$$A_p = R_{\text{гб}} / R_y,$$

где  $R_y$  – расчетное сопротивление по пределу текучести стали опорного ребра балки [2, табл. В.5].

Ширина опорного ребра  $b_p$  принимается равной ширине пояса в месте изменения сечения главной балки  $b_p = b'_f$ . Толщина опорного ребра находится из условия  $t_p = A_p / b_p$  и принимается не менее  $3b'_{ef} \sqrt{R_y / E}$ , где  $b'_{ef}$  – свес пояса главной балки в измененном сечении. Окончательно величина  $t_p$  уточняется по сортаменту на листовую сталь (прил. 2).

Опорный участок главной балки необходимо проверить на устойчивость из плоскости как центрально сжатую стойку с шарнирными концами, нагруженную опорной реакцией  $R_{\text{гб}}$ . В расчетное сечение стойки включают сече-

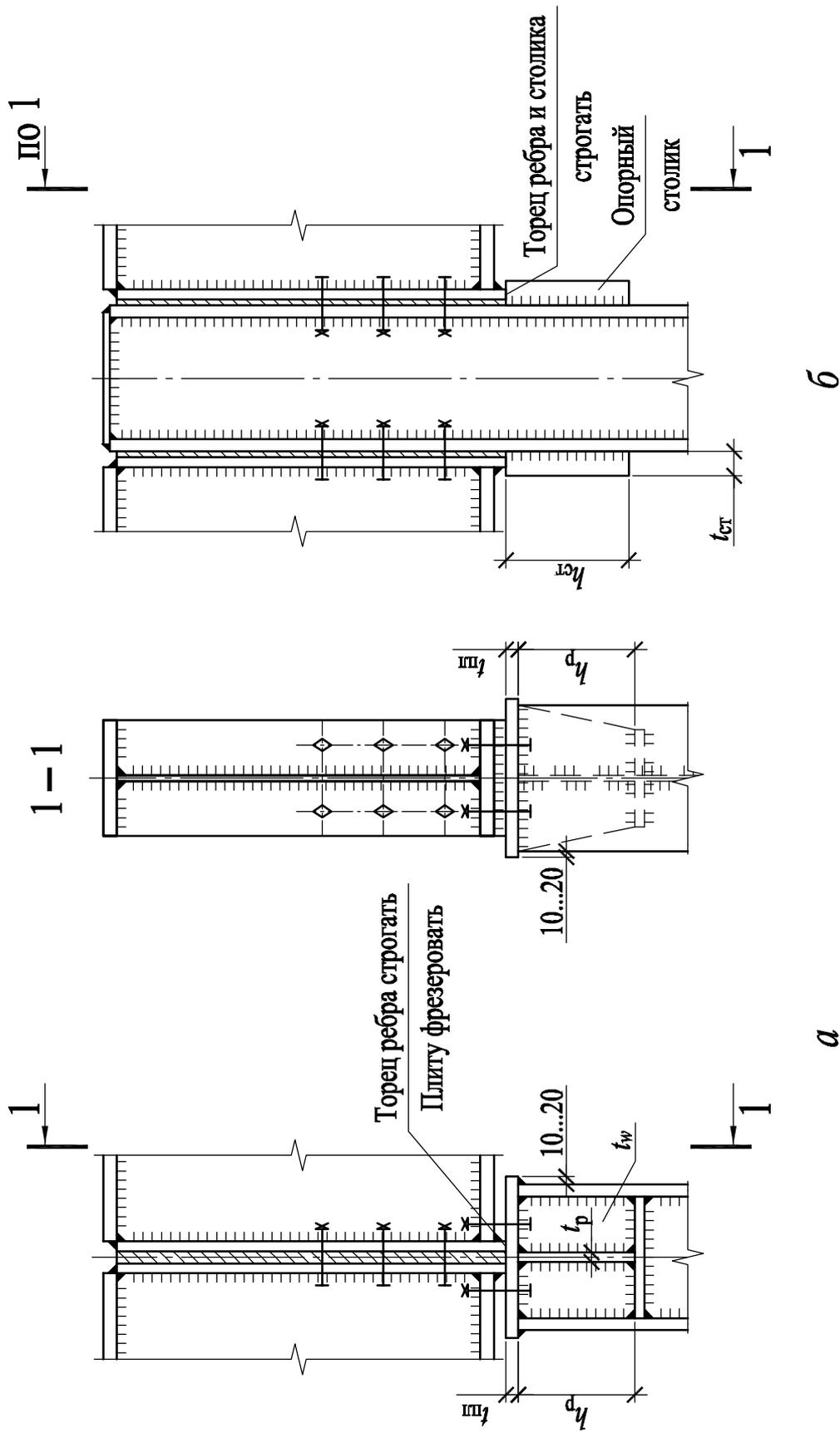


Рис. 10. Оголовки колонн:

*a* — опирание балок на колонну сверху; *б* — примыкание балок к колонне сбоку

ние опорного ребра и часть стенки балки шириной  $b_w = 0,65t_w \sqrt{E/R_{yw}}$ . Расчетная длина стойки принимается равной высоте стенки [2, п. 8.5.17].

Проверка устойчивости опорного участка балки

$$\sigma = \frac{R_{Гб}}{\varphi A_{\text{оп.ч.}}} \leq R_y \gamma_c,$$

где  $A_{\text{оп.ч.}} = b_p t_p + b_w t_w$  – площадь опорной части;  $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый интерполяцией по [2, табл. Д.1] для типа сечения  $c$  в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$ , здесь  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$ ;  $\lambda = h_{ef}/i_z$  – гибкость опорного участка из плоскости балки;  $i_z$  – радиус инерции сечения опорной части

$$i_z = \sqrt{J_z/A_{\text{оп.ч.}}}; \quad J_z = \frac{t_p b_p^3}{12} + \frac{b_w t_w^3}{12}.$$

Сварные фланговые швы, прикрепляющие опорное ребро к стенке балки, выполняются ручной сваркой или полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа. Швы рассчитываются на опорную реакцию главной балки с учетом предельной длины флангового шва  $l_w^{\text{max}} = 85\beta_f k_f$ .

Определяется катет сварного шва:

по металлу шва

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{R_{Гб}}{n85R_{wf}\gamma_c}};$$

по металлу границы сплавления

$$k_f = \frac{1}{\beta_z} \sqrt{\frac{R_{Гб}}{n85R_{wz}\gamma_c}},$$

где  $n = 2$  – для двусторонних швов.

Принимаемый окончательно катет углового шва должен удовлетворять конструктивным требованиям  $k_f^{\text{min}} \leq k_f \leq k_f^{\text{max}}$ .

Шарнирное примыкание главных балок к колонне сбоку (рис. 10, б) по своему конструктивному оформлению, работе и расчету не отличается от опирания балок сверху по рис. 10, а. Передача опорной реакции балки на колонну осуществляется с помощью опорного столика, приваренного к полке колонны.

Балки на опорах соединяют между собой и с колонной болтами нормальной точности. По высоте эти болты рекомендуется располагать в нижней части сечения балки [8].

Пример расчета опорной части главной балки приведен в прил. 7.

## Монтажный стык главных балок

Монтажные или укрупнительные стыки, необходимые для объединения отправочных элементов в единую конструкцию, выполняются на строительной площадке. Их применяют при необходимости членения конструкций на отправочные элементы, размеры которых ограничиваются условиями транспортировки и грузоподъемностью монтажных механизмов. Расположение стыков должно предусматривать членение балки на отдельные, по возможности одинаковые, отправочные элементы. В разрезной балке монтажный стык обычно располагают в середине пролета. Стыки составных балок могут быть сварными и болтовыми (рис. 11).

Болтовые монтажные соединения по сравнению со сварными стыками имеют меньшую трудоемкость, высокое качество исполнения специалистами более низкой квалификации, простоту замены при реконструкции. Монтажный стык балок выполняется на высокопрочных болтах и накладках. Каждый пояс балки перекрывается тремя накладками с двух сторон, а стенка – двумя вертикальными накладками, площадь сечения которых должна быть не меньше площади сечения перекрываемого ими пояса.

Расчет стыка поясов и стенки ведут отдельно, принимая распределение изгибающего момента между поясами и стенкой пропорционально их жесткостям

$$M_f = \frac{M_{\max} J_f}{J_x} ; M_w = \frac{M_{\max} J_w}{J_x},$$

где  $M_{\max}$  – максимальный изгибающий момент, действующий в месте стыка;  $J_w = t_w h_{ef}^3 / 12$  – момент инерции стенки главной балки;  $J_f = J_x - J_w$  – момент инерции поясов.

Для расчета стыка пояса определяется расчетное усилие в поясе  $N_f = M_f / (h_{ef} + t_f)$ . Необходимое количество болтов на полунакладке

$$n \geq \frac{N_f}{k Q_{bh} \gamma_b \gamma_c},$$

где  $k$  – количество плоскостей трения соединяемых элементов;  $\gamma_b$  – коэффициент условия работы соединения [2, п. 14.3.4];  $Q_{bh}$  – расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяемое по формуле:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} A_{bn} \mu}{\gamma_h},$$

здесь  $R_{bh}$  – расчётное сопротивление высокопрочного болта, определяемое по [2, табл. Г.8];  $A_{bn}$  – площадь сечения болта нетто [2, табл. Г.9];  $\mu$ ,  $\gamma_h$  – соответственно коэффициент трения и коэффициент надежности, принимаемые

по [2, табл. 42] в зависимости от способа обработки соединяемых поверхностей и способа контроля натяжения болта.

В целях уменьшения размеров и массы накладок болты рекомендуется размещать на поясных накладках на минимальных расстояниях друг от друга в соответствии с требованиями [2, табл. 40].

Проверяется ослабление нижнего растянутого пояса отверстиями под болты по краю стыка и ослабление накладок в середине стыка. При статических нагрузках ослабление сечения элементов необходимо учитывать, если выполняется условие  $A_n < 0,85A$ . В этом случае проверку прочности следует проводить по условной площади  $A_{ef} = 1,18A_n$  [2, п. 14.3.11].

Для расчета стыка стенки задается расстояние между крайними по высоте рядами болтов  $a_{\max}$ . Определяется коэффициент стыка

$$\alpha = \frac{M_w}{m a_{\max} Q_{bh} k},$$

где  $m$  – количество вертикальных рядов болтов на полунакладке (рекомендуется принимать  $m = 2$ );  $k$  – количество плоскостей трения соединяемых элементов.

В зависимости от полученного коэффициента  $\alpha$  определяется количество болтов в одном вертикальном ряду  $k$  (прил. 4). В соответствии с требованиями [2, табл. 40] назначается шаг болтов и уточняется расстояние между крайними по высоте болтами  $a_{\max}$ .

От изгибающего момента, действующего на стенку, в болтах крайнего ряда возникают максимальные горизонтальные усилия. Прочность стыка стенки проверяется по формуле:

$$N_{\max} = \frac{M_w}{m a_{\max} \alpha} \leq Q_{bh} k.$$

Размеры накладок на стенке назначаются конструктивно, исходя из условия размещения найденного количества болтов, при этом суммарная толщина накладок и их площади поперечных сечений должны быть не менее соответствующих значений стенки балки.

Определяется усилие натяжения высокопрочного болта  $P = R_{bh} A_{bn}$ .

Пример расчета монтажного стыка главной балки приведен в прил. 7.

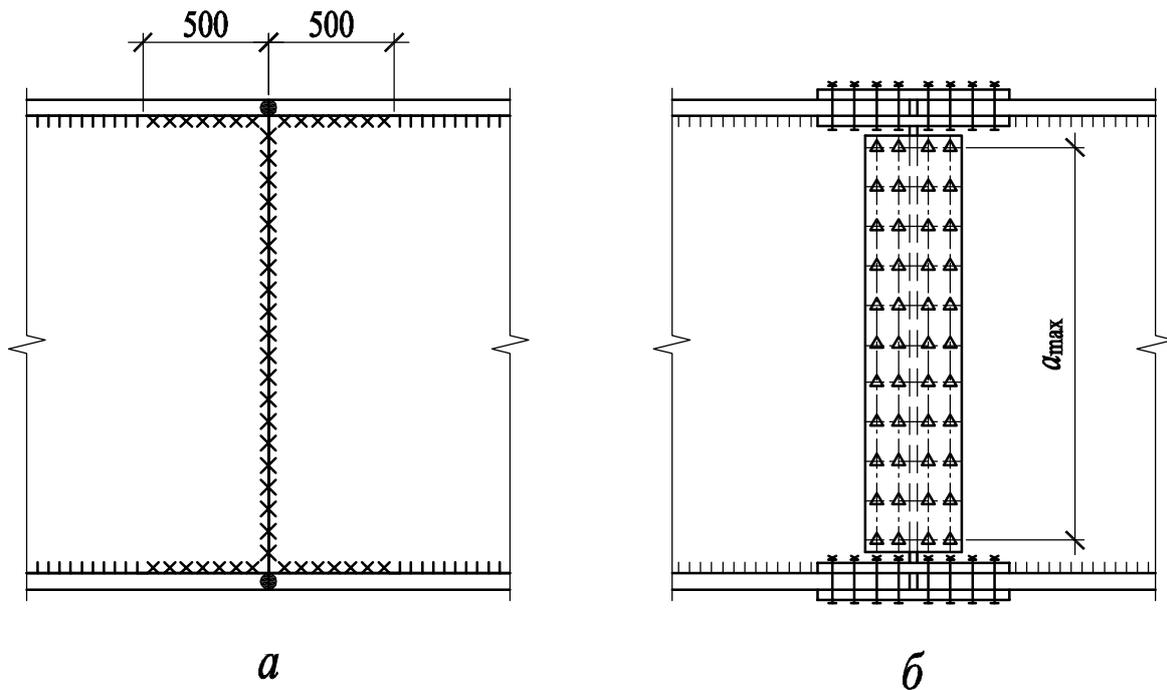


Рис. 11. Монтажные стыки балок: *a* – сварной; *б* – на высокопрочных болтах

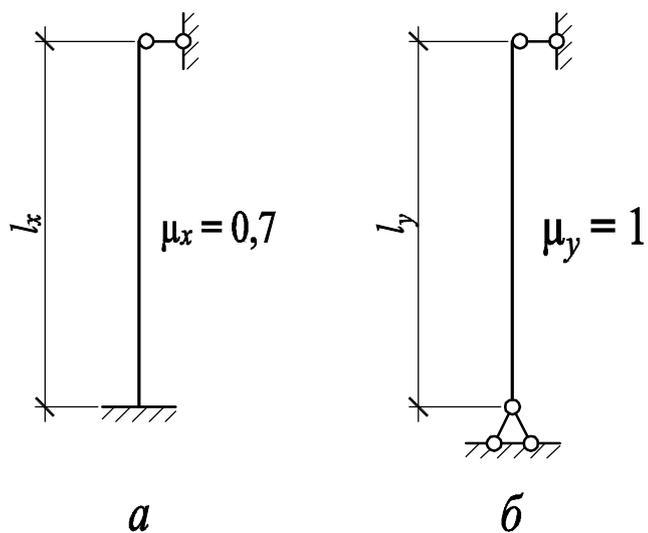


Рис. 12. Расчетные схемы колонны:  
*a* – в плоскости главных балок; *б* – из плоскости главных балок

## РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ КОЛОННЫ

### Расчетное усилие и расчетные длины колонны

Стальные колонны состоят из трех основных частей: стержня, который является основным несущим элементом; оголовка, служащего для опирания и крепления вышележащей конструкции; базы, которая распределяет нагрузку от стержня колонны на фундамент и обеспечивает крепление к нему колонны с помощью фундаментных болтов. В центрально сжатых колоннах равнодействующая сила приложена по оси колонны и вызывает центральное сжатие расчетного поперечного сечения.

Расчётное усилие в колонне определяется с соответствующей грузовой площади

$$N = Aq ,$$

где  $A$  – грузовая площадь рассчитываемой колонны;  $q$  – суммарная интенсивность всех постоянных и временных нагрузок, действующих на колонну.

В рассматриваемом типе балочной клетки колонны имеют шарнирное сопряжение с главными балками и жесткое сопряжение с фундаментом. В плоскости расположения главных балок за расчетную схему колонны (рис. 12) принимается центрально сжатая стойка с шарнирно закрепленным верхним концом и жестко защемленным нижним ( $\mu_x = 0,7$ ), в перпендикулярной плоскости оба конца колонны закрепляются шарнирно ( $\mu_y = 1$ ).

При отсутствии связей по высоте колонны и опирании главных балок на колонны сверху расчетные длины колонны определяются по формулам:

в плоскости главных балок

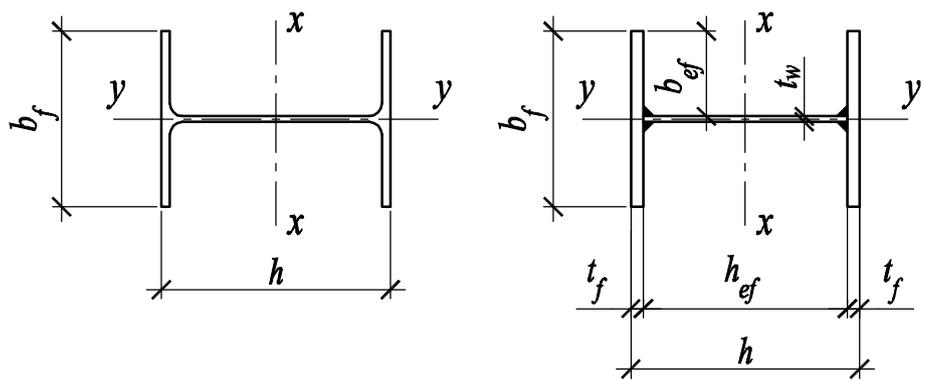
$$l_{efx} = \mu_x l_x = \mu_x (H + h_3 - t_n - h_{гб} - a) ;$$

из плоскости главных балок

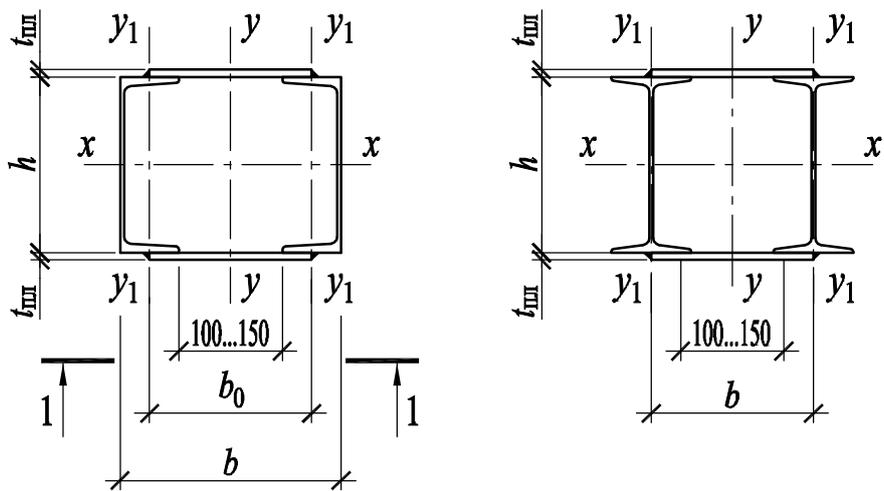
$$l_{efy} = \mu_y l_y = \mu_y (H + h_3 - t_n - h_{бн}) ,$$

где  $l_x, l_y$  – геометрические длины колонны соответственно в плоскости и из плоскости главных балок;  $\mu_x, \mu_y$  – коэффициенты приведения длины, зависящие от способа закрепления концов колонны [2, табл. 30];  $H$  – отметка верха настила;  $h_3$  – заглубление базы колонны (размер колонны ниже отметки пола);  $h_{гб}$  – высота главной балки;  $h_{бн}$  – высота балки настила;  $t_n$  – толщина настила;  $a$  – выступающая вниз часть опорного ребра главной балки.

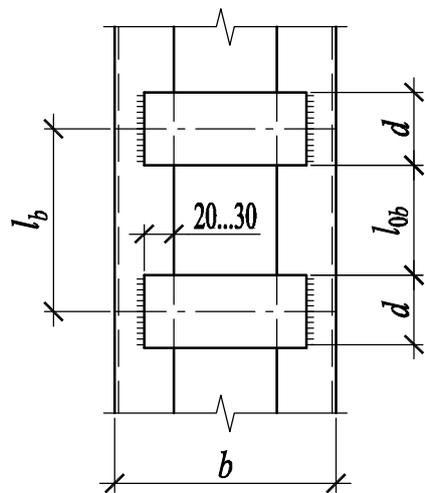
По типу сечений колонны могут быть сплошными и сквозными (рис. 13). Традиционным сплошным сечением является колонный или широкополочный прокатной двутавр, а также сварное двутавровое сечение, составленное из трех листов. Стержень сквозной колонны обычно состоит из двух ветвей (швеллеров или двутавров), соединенных между собой планками или раскосной решеткой. Сквозные колонны более экономичны по расходу



*a*



1-1



*б*

Рис. 13. Типы сечения колонн: *a* — сплошных; *б* — сквозных

стали по сравнению со сплошными, но более трудоемки в изготовлении и менее коррозионностойкие.

### Расчет и конструирование стержня сплошной колонны

Задача по подбору сечения колонны решается методом последовательного приближения. В первом приближении задаются гибкостью стержня колонны:  $\lambda_3 = 70 \dots 100$  при нагрузке на колонну до 3000 кН;  $\lambda_3 = 70 \dots 50$  при нагрузке 3000...4000 кН;  $\lambda_3 = 40 \dots 50$  при нагрузке более 4000 кН. По условной гибкости  $\bar{\lambda}_3 = \lambda_3 \sqrt{R_y / E}$  для типа сечения  $b$  определяется коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi_3$  по [2, табл. Д.1].

Требуемая площадь сечения колонны определяется из условия обеспечения общей устойчивости центрально сжатого стержня

$$A^{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi_3 R_y \gamma_c},$$

где  $R_y$  – расчетное сопротивление стали колонны [2, табл. В.5].

Если сечение колонны принимается из прокатного двутавра, то номер профиля по сортаменту выбирается по требуемой площади сечения  $A^{\text{тр}}$  с учетом конструктивных требований.

Для составных двутавровых сечений (рис. 13, а) определяется требуемый радиус сечения колонны  $i_y$  и требуемая ширина полки колонны

$$i_y^{\text{тр}} = l_{efy} / \lambda_3; \quad b_f^{\text{тр}} = i_y^{\text{тр}} / \alpha_y,$$

где  $\alpha_y$  – коэффициент при определении радиуса инерции, принимаемый для широкополочного двутавра  $\alpha_y = 0,24$ ; для других наиболее распространенных сечений коэффициент  $\alpha_y$  приведен в [4].

При опирании главной балки на колонну сверху (см. рис. 10, а) ширина полки двутавра колонны принимается больше ширины полки главной балки в измененном сечении  $b_f \geq b'_{f,r\sigma}$ . При примыкании балки к колонне сбоку ширина полки двутавра принимается  $b_f \geq b'_{f,r\sigma} + 40$  мм (см. рис. 10, б). Окончательно ширина полки колонны  $b_f$  назначается с учетом сортамента листового проката (прил. 2).

Высоту стенки составного сечения колонны из условия равноустойчивости рекомендуется принимать  $h_{ef} = b_f$ .

При компоновке составного сварного двутавра необходимо обеспечить местную устойчивость полок и стенки колонны. Предельные отношения свеса полки и высоты стенки к их толщинам соответственно определяются по формулам:

$$\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_{yf} / E} \leq \bar{\lambda}_{uf}; \quad \bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_{yf} / E} \leq \bar{\lambda}_{uw},$$

где  $\bar{\lambda}_{uf}$  – предельная условная гибкость свеса пояса, определяемая по [2, п. 7.3.8];  $\bar{\lambda}_{uw}$  – предельная условная гибкость стенки [2, табл. 9].

При известной требуемой площади сечения  $A^{TP}$  и принятых габаритах  $b_f, h_{ef}$  с учетом требований местной устойчивости назначается толщина полки  $t_f$  и толщина стенки  $t_w$  сечения колонны. Для стенки сварных двутавровых сечений колонн рекомендуются листы толщиной  $t_w = 6 \dots 16$  мм, а для полок  $t_f = 8 \dots 40$  мм, при этом толщина полки принимается  $t_f \leq 3t_w$ . Окончательно толщины  $t_w$  и  $t_f$  назначаются в соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 2).

После компоновки сечения колонны определяются его геометрические характеристики и уточняются гибкости

$$\lambda_x = l_{efx} / i_x \leq \lambda_u; \quad \lambda_y = l_{efy} / i_y \leq \lambda_u,$$

где  $\lambda_u$  – предельная гибкость, определяемая по [2, табл. 32].

По наибольшей из двух гибкостей  $\lambda_{\max}$  определяется условная гибкость  $\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \sqrt{R_y / E}$  и по [2, табл. Д.1] для типа сечения  $b$  определяется интерполяцией коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi_{\min}$ .

Проверка общей устойчивости колонны выполняется по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} \leq R_y \gamma_c.$$

Сечение колонны считается подобранным удовлетворительно, если напряжение близко к расчетному сопротивлению. Так как гибкостью колонны  $\lambda_3$  задаются произвольно, то в первом приближении обычно не удается подобрать рациональное сечение. Если проверка устойчивости не выполняется или имеется значительное недонапряжение, то вносятся корректировки в принятые размеры сечения и вновь проверяется устойчивость колонны.

При условной гибкости  $\bar{\lambda}_w \geq 2,3$  стенку колонны необходимо укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии  $(2,5 \dots 3)h_{ef}$ , но не менее двух ребер на каждом отправочном элементе. Размеры поперечных ребер жесткости назначаются в соответствии с требованиями [2, п. 7.3.3].

## Расчет и конструирование стержня сквозной колонны

В рассматриваемой балочной клетке стержень сквозной колонны рекомендуется запроектировать из двух ветвей (прокатных швеллеров или двутавров), соединенных между собой безраскосной решеткой в виде планок (рис. 13, б). Для подбора сечения сквозной колонны в первом приближении задаются гибкостью стержня:  $\lambda_3 = 50 \dots 80$  при нагрузке на колонну до 2000 кН;  $\lambda_3 = 40 \dots 60$  при нагрузке более 2000 кН. По условной гибкости  $\bar{\lambda}_3 = \lambda_3 \sqrt{R_y / E}$  для типа сечения  $b$  определяется коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi_3$  по [2, табл. Д.1].

Требуемая площадь сечения одной ветви колонны определяется из условия обеспечения общей устойчивости центрально сжатого стержня

$$A_{\text{в}}^{\text{тп}} = \frac{N}{2\varphi_3 R_y \gamma_c},$$

где 2 – количество ветвей сечения сквозной колонны.

По требуемой площади сечения ветви  $A_{\text{в}}^{\text{тп}}$  по сортаменту (прил. 3) подбирается номер прокатного двутавра или швеллера, для которого  $A_{\text{в}} \geq A_{\text{в}}^{\text{тп}}$ . Определяются геометрические характеристики сечения колонны: площадь  $A = 2A_{\text{в}}$  и радиус инерции  $i_x$ ; вычисляется гибкость колонны  $\lambda_x = l_{\text{эф}x} / i_x$ . По условной гибкости  $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E}$  для типа сечения  $b$  по [2, табл. Д.1] определяется интерполяцией коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi_x$ .

Проверяется устойчивость колонны относительно материальной оси  $x$

$$\sigma_x = \frac{N}{A\varphi_x} \leq R_y \gamma_c.$$

Если проверка устойчивости не выполняется или получен большой запас, то изменяют номер профиля и вновь делают проверку.

Расстояние между ветвями колонны назначается так, чтобы обеспечить ее равноустойчивость относительно материальной и свободной осей, т.е. гибкость относительно материальной оси  $\lambda_x$  и приведенная гибкость  $\lambda_{\text{эф}}$  относительно свободной оси должны быть равны. Для этого вначале приближенно определяется требуемая гибкость относительно свободной оси  $y$ . При соединении ветвей колонны на планках  $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_b^2}$ , где  $\lambda_b$  – гибкость ветви относительно своей оси, принимаемая в первом приближении  $\lambda_b = 10 \dots 40$ .

Определяется требуемый радиус сечения колонны  $i_y$  и расстояние между осями ветвей

$$i_y^{\text{тп}} = l_{\text{эф}y} / \lambda_y; \quad b^{\text{тп}} = i_y^{\text{тп}} / \alpha_y,$$

где  $\alpha_y$  – коэффициент для определения радиуса инерции, принимаемый  $\alpha_y = 0,44$  для сквозного сечения колонны с ветвями из швеллеров; для других наиболее распространенных сечений коэффициент  $\alpha_y$  приведен в [4].

Конструктивно расстояние между осями ветвей  $b$  назначается таким, чтобы был обеспечен зазор между внутренними кромками полками ветвей не менее 100...150 мм.

Исходя из принятой гибкости ветви назначается расстояние между планками в свету  $l_{0b} = i_b \lambda_b$ , где  $i_b$  – радиус инерции сечения ветви относительно оси  $y_1$  (см. рис. 13, б). Ширина промежуточных планок на стадии компоновки принимается  $d = (0,5 \dots 0,75) b$ , а толщина планок  $t_{пл} = 6 \dots 10$  мм. Расстояние между центрами тяжести планок  $l_b = l_{0b} + d$ .

Определив геометрические характеристики сечения колонны, находят приведенную гибкость сквозного стержня. Для колонны с соединениями ветвей швеллерного сечения на планках приведенная гибкость определяется по формуле:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2}, \text{ где } n = I_{b1}b / I_s l_b,$$

здесь  $\lambda_y = l_{efy} / i_y$  – гибкость сквозной колонны в целом из плоскости главных балок;  $\lambda_{b1} = l_{0b} / i_b$  – гибкость ветви на участке между сварными швами, прикрепляющими планки, отвечающая требованиям [2, п. 7.2.3];  $b$  – расстояние между осями ветвей;  $I_{b1}$  – момент инерции сечения ветви относительно оси  $y_1$ ;  $I_s = t_{пл} d^3 / 12$  – момент инерции сечения планки.

При раскосной решетке приведенная гибкость  $\lambda_{ef}$  определяется в соответствии с [2, табл. 8] с учетом требований [2, п. 7.2.4].

По полученному значению приведенной гибкости сквозного сечения колонны вычисляют условную приведенную гибкость  $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$ , в зависимости от которой по [2, табл. Д.1] для типа сечения  $b$  определяется коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi_{ef}$ .

Проверка устойчивости колонны относительно свободной оси  $y$  выполняется по формуле:

$$\sigma_y = \frac{N}{A \varphi_{ef}} \leq R_y \gamma_c.$$

Если устойчивость колонны относительно свободной оси не обеспечена, то увеличивают расстояние между ветвями. При выполнении проверки с большим запасом, расстояние  $b$  можно уменьшить, но так, чтобы обеспечить зазор между внутренними кромками ветвей 100...150 мм.

Расчет элементов соединительной решетки проводится на условную поперечную силу

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\phi}.$$

Расчет планок состоит в проверке их сечения и расчете прикрепления к ветвям колонны. Поперечная сила и наибольший изгибающий момент в месте крепления планки к ветви колонны определяются по формулам:

$$F_s = \frac{Q_{fic} l_b}{2b}; \quad M_s = \frac{Q_{fic} l_b}{4}.$$

Планки работают на изгиб и срез. Прочность планки проверяется по формулам:

$$\sigma = \frac{6M_s}{t_{III} d^2} \leq R_y \gamma_c; \quad \tau = \frac{F_s}{t_{III} d} \leq R_s \gamma_c.$$

Планки заводят на ветви на 20...30 мм и приваривают угловыми швами. Расчет сварного шва крепления планки выполняется по равнодействующим напряжениям от изгиба и сдвига.

Раскосную решетку сквозных колонн обычно выполняют из одиночных равнополочных уголков (не менее 50x5 мм). Усилие в раскосе определяется по формуле  $N_d = Q_{fic} / 2 \sin \alpha$ , где 2 – число раскосов в сечении колонны, расположенных в двух параллельных плоскостях;  $\alpha$  – угол между раскосом и ветвью колонны.

Устойчивость раскоса проверяется по формуле центрально сжатого элемента

$$\sigma = \frac{N_d}{A_d \phi_{\min}} \leq R_y \gamma_c,$$

где  $A_d$  – площадь сечения раскоса;  $\phi_{\min}$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по [2, табл. Д.1] для типа сечения  $c$  по условной гибкости раскоса  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = (l_{ef} / i_{\min}) \sqrt{R_y / E}$ , здесь  $l_{ef}$  – расчетная длина раскоса, равная его геометрической длине;  $i_{\min}$  – минимальный радиус инерции сечения, принимаемый при проектировании раскосов из одиночных уголков.

Примеры расчета и конструирования стержня сплошной и сквозной колонны приведены в прил. 7.

## Расчет базы колонны

База является опорной частью колонны и служит для передачи усилий с колонны на фундамент. Конструктивное решение базы зависит от условий ее закрепления к фундаменту, принятого метода монтажа, типа и высоты се-

чения колонны (рис. 14). По конструктивному решению базы могут быть с траверсой и без траверс (с фрезерованным торцом стержня колонны).

С помощью базы осуществляется жесткое или шарнирное сопряжение колонны с фундаментом. При жестком сопряжении предусматривают соответствующую заделку в бетоне фундамента фундаментных болтов, установленных в плоскости (плоскостях), параллельных плоскости рамы. При шарнирном закреплении фундаментные болты размещают с двух сторон колонны по ее оси перпендикулярно плоскости рамы. Это обеспечивает некоторую податливость узла по отношению к угловым деформациям и позволяет условно относить такое сопряжение базы с фундаментом к шарнирному. В балочных клетках колонна обычно имеет жесткое сопряжение с фундаментом в плоскости главных балок и шарнирное сопряжение из плоскости.

Площадь опорной плиты базы определяется из условия смятия бетона фундамента под плитой

$$A_{\text{пл}}^{\text{тр}} \geq N / R_{b,loc} ,$$

где  $R_{b,loc}$  – расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле  $R_{b,loc} = R_b \gamma$ , здесь  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (призменная прочность), принимаемое по прил. 5;  $\gamma = \sqrt[3]{A_{\text{ф}} / A_{\text{пл}}}$  – коэффициент, учитывающий местное сжатие бетона, принимаемый в первом приближении  $\gamma = 1,2 \dots 1,4$ ;  $A_{\text{ф}}$  – площадь верхнего обреза фундамента.

Размеры опорной плиты с требуемой площадью назначаются в зависимости от конструктивного решения базы. Для колонны сквозного сечения рекомендуется принимать базу с траверсой, для колонны сплошного сечения – базу без траверс.

### Расчет баз с траверсами (рис. 14, а)

Ширина опорной плиты базы назначается конструктивно, исходя из высоты сечения колонны  $B \geq h + 2t_{\text{тр}} + 2c$ , где  $t_{\text{тр}} = 10 \dots 16$  мм – толщина траверсы;  $c$  – свес плиты (вылет консоли), обычно принимаемый  $c = 40 \dots 100$  мм.

Задав ширину плиты  $B$ , определяют требуемую длину плиты

$$L^{\text{тр}} \geq A_{\text{пл}}^{\text{тр}} / B .$$

Окончательно назначив размеры плиты в соответствии с сортаментом на листовую сталь и уточнив  $R_{b,loc}$  (размеры верхнего обреза фундамента принимают на 300...400 мм больше размеров плиты), проверяют реактивный отпор фундамента под плитой

$$q = N / (BL) \leq R_{b,loc} .$$

Толщину опорной плиты определяют из условий работы ее на изгиб как пластинки на упругом основании, нагруженной снизу давлением (отпором)

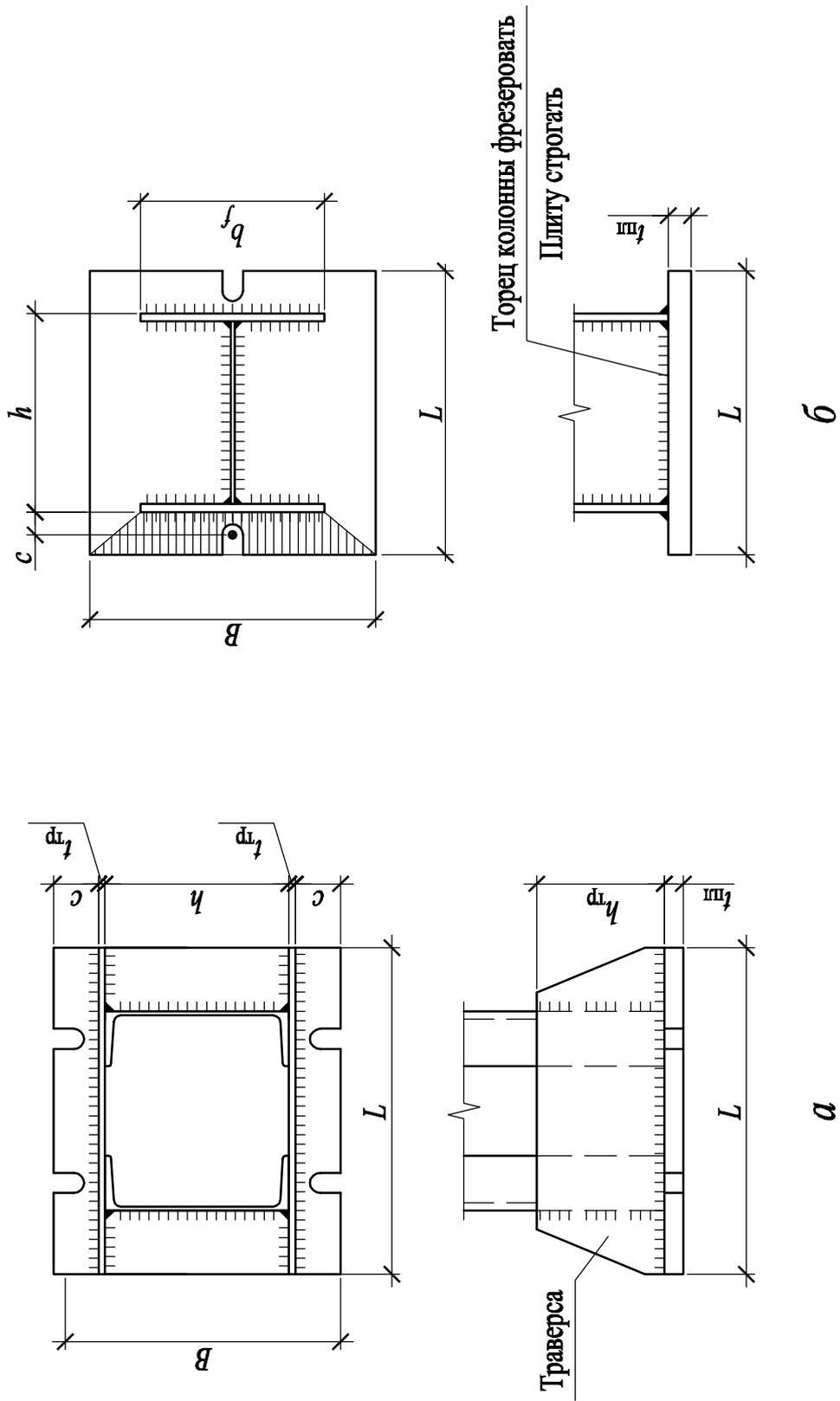


Рис. 14. Базы колонн: а — с траверсой; б — без траверсы

фундамента  $\sigma_f$  и опертой на торцы ветвей, траверсы и ребра. При расчетах выделяют отдельные участки пластинки, находящиеся в разных условиях изгиба, опертые по одной, двум, трем или четырем сторонам. На каждом участке с помощью [2, табл. Е.2] определяют изгибающие моменты в соответствии с [2, п. 8.6.2]. Если моменты на различных участках плиты сильно отличаются друг от друга, рекомендуется перекрыть наиболее напряженные участки с помощью дополнительных ребер, либо пересмотреть размеры плиты при сохранении ее прежней площади.

Требуемая толщина опорной плиты определяется по максимальному моменту, полученному на одном из участков

$$t_{пл}^{тр} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{\gamma_c R_y}},$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы для опорных плит [2, табл. 1].

Окончательно величина  $t_{пл}$  уточняется по сортаменту на листовую сталь (прил. 2) и принимается не менее 20 мм.

Высота траверсы определяется длиной угловых сварных швов, через которые усилие со стержня колонны передается на траверсы:

при расчете по металлу шва

$$h_{тр} \geq \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см};$$

при расчете по металлу границы сплавления

$$h_{тр} \geq \frac{N}{n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 \text{ см},$$

где  $n$  – количество сварных швов; 1 см – дается на непровар.

Высота траверсы не должна быть больше предельной длины флангового шва  $h_{тр} \leq l_w^{max} = 85\beta_f k_f$ .

Расчет траверс и ребер производят на реактивный отпор фундамента, приходящийся на их долю. Траверсы условно рассчитывают как однопролетные балки с консолями, ребра рассчитывают как консоли [5, 6].

При конструктивном решении базы с фрезеровкой торцов ветвей колонны полное давление ветви передается на плиту непосредственным контактом соприкасающихся поверхностей. В этом случае швы, прикрепляющие элементы базы к плите, рассчитываются на условную силу, равную 15% общего давления, что необходимо для восприятия случайных моментов и поперечных сил. Если отсутствует возможность фрезеровать торцы ветвей колонны и траверс в сборе, то необходимо обеспечить расчетом передачу усилия с ветви на плиту через сварные швы, прикрепляющие траверсу к плите.

## Расчет баз без траверс (рис. 14, б)

Опорная плита баз без траверс должна быть компактной и не иметь больших свесов. В базах центрально сжатых колонн без траверс опорная плита принимается обычно квадратной в плане с размерами  $B = L \geq \sqrt{A^{\text{тр}}}$ .

Окончательно назначив размеры плиты в соответствии с сортаментом на листовую сталь и уточнив  $R_{b,loc}$  (размеры верхнего обреза фундамента принимают на 300...400 мм больше размеров плиты), проверяют напряжения в бетоне фундамента

$$\sigma_f = N / (BL) \leq R_{b,loc} .$$

Приближенный расчет толщины опорной плиты можно выполнить по балочной схеме, рассматривая трапециевидальный участок плиты как консоль шириной  $b = b_f$ . Изгибающий момент в плите по кромке колонны

$$M = A_{\text{трап}} q c ,$$

где  $A_{\text{трап}}$  – площадь трапеции;  $c$  – расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны.

Требуемая толщина плиты

$$t_{\text{пл}}^{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6M}{b_f R_y \gamma_c}} .$$

Окончательно величина  $t_{\text{пл}}$  уточняется по сортаменту на листовую сталь (прил. 2) и принимается не менее 20 мм.

Подобранные размеры опорной плиты проверяются более точным методом, который учитывает фактический пространственный изгиб плиты. Заменяв плиту и сечение колонны равновеликими по площади кругами, проводится проверка прочности плиты по приведенным напряжениям.

Для восприятия напряжений от случайных моментов и поперечных сил сварные швы, прикрепляющие колонну с фрезерованным торцом к опорной плите, условно рассчитываются на усилие, составляющее 15 % от общего давления.

В базах центрально-сжатых колонн фундаментные болты ставятся для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа. При жестком сопряжении колонны с фундаментом фундаментные болты устраняют также возможность поворота колонны. Диаметр фундаментных болтов назначают конструктивно, принимая равным 20...30 мм. Отверстия или вырезы в опорной плите для фундаментных болтов делают в 1,5...2 раза больше диаметра болта. На фундаментные болты надевают шайбы, которые после натяжения болтов гайкой приваривают к плите.

Примеры расчета баз колонны приведены в прил. 7.

## Расчет оголовка колонны

Оголовки служат для передачи на стержень колонны нагрузки от опирающихся на них конструкций. Сопряжение балок с колоннами, поддерживающими балочные клетки, обычно бывает шарнирным с опиранием главных балок на колонны сверху или с примыканием балок к колоннам сбоку.

При опирании главных балок на колонны сверху оголовок колонны состоит из опорной плиты и ребер, поддерживающих плиту и передающих нагрузку на стержень колонны (см. рис. 10, а). Толщина опорной плиты назначается конструктивно 20...30 мм, а размеры плиты в плане принимаются так, чтобы она выходила за контур колонны на 10...20 мм. Швы, прикрепляющие ребро оголовка к плите, должны выдерживать полное давление на оголовок. Если торец колонны фрезеруется, то давление от главных балок передается через опорную плиту непосредственно на ребра оголовка, и сварные швы крепления плиты назначаются конструктивно с минимальным размером катета.

Высота опорных ребер назначается из условия размещения угловых сварных швов:

при расчете по металлу шва

$$h_p \geq \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см};$$

при расчете по металлу границы сплавления

$$h_p \geq \frac{N}{n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 \text{ см},$$

где  $n$  – количество сварных швов; 1 см – дается на непровар.

Высота опорного ребра не должна быть больше предельной длины флангового шва  $h_p \leq l_w^{\max} = 85\beta_f k_f$ .

Толщина опорного ребра определяется из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением:

$$t_p = \frac{N}{l_{cm} R_p \gamma_c},$$

где  $l_{cm}$  – длина сминаемой поверхности;  $R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности [2, табл. 2].

Окончательно толщину ребра  $t_p$  назначают в соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 2) и не менее  $2b_r \sqrt{R_y / E}$ , где  $b_r$  – ширина ребра. Назначив толщину и длину ребра оголовка, его следует проверить на срез

$$\tau = \frac{N}{h_p t_p n_s} \leq R_s \gamma_c,$$

где  $n_s$  – количество срезов ребер оголовка.

При тонких стенках стержня колонны их необходимо также проверить на срез по граням крепления ребер оголовка

$$\tau = \frac{N}{h_p t_w n_s} \leq R_s \gamma_c .$$

Если условие не выполняется, можно в пределах высоты оголовка сделать стенку более толстой. Чтобы придать жесткость ребрам, поддерживающим опорную плиту, и укрепить от потери устойчивости стенку стержня колонны в местах передачи сосредоточенных нагрузок, вертикальные ребра обрамляются снизу горизонтальными ребрами, размеры которых принимаются конструктивно.

Крепление главных балок к колонне выполняется на болтах нормальной точности, которые фиксируют проектное положение балок. Между собой главные балки крепятся на болтах нормальной точности.

При примыкании главных балок к колоннам сбоку опорная реакция балки передается с ее опорного ребра на столик, приваренный к полке колонны (см. рис. 10, б). Толщину опорного столика принимают на 20...40 мм больше толщины опорного ребра балки, а его верхнюю кромку и торец ребра при-страгивают. Высоту столика определяют из условия размещения угловых сварных швов, прикрепляющих столик к колонне:

при расчете по металлу шва

$$h_{ст} \geq \frac{1,3N}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} ;$$

при расчете по металлу границы сплавления

$$h_{ст} \geq \frac{1,3N}{n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 \text{ см} ,$$

где 1,3 – коэффициент, учитывающий возможную непараллельность торцов опорного ребра и столика, приводящую к неравномерному распределению усилий между вертикальными сварными швами;  $n = 2$  – количество сварных швов; 1 см – дается на непровар.

Высота столика не должна быть больше предельной длины флангового шва  $h_{ст} \leq l_w^{\max} = 85\beta_f k_f$ .

Для предотвращения зависания балки на болтах нормальной точности диаметр отверстий принимают на 3...4 мм больше диаметра болтов.

Примеры расчета оголовков колонны приведены в прил. 7.

## РАЗРАБОТКА РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ

Проектную и рабочую документации металлических конструкций в соответствии с ГОСТ 21.502–2007 разрабатывают: в одну стадию – «рабочий проект» (утверждаемая часть и «рабочая документация»); в две стадии – «проект» (утверждаемая часть) и «рабочая документация». Стадии проектирования зависят от категории и сложности объекта и устанавливаются в договоре подряда и задании на проектирование.

В рабочую документацию входит основной комплект рабочих чертежей металлических конструкций марки КМ. В состав основного комплекта рабочих чертежей КМ включают: общие данные, нагрузки и воздействия на металлические конструкции, чертежи общего вида (планы, разрезы, фрагменты), схемы расположения и чертежи элементов металлических конструкций, чертежи узлов, спецификацию металлопроката, расчеты. Чертежи КМ выполняются проектной организацией на основании утвержденного задания.

Рабочие чертежи КМ должны содержать необходимые и достаточные данные для разработки детализованных чертежей металлических конструкций марки КМД, проекта производства работ и заказа металлопроката. Чертежи КМД, как правило, разрабатываются в конструкторском бюро завода-изготовителя с учетом технических особенностей завода.

Чертежи выполняются с учетом требований стандартов системы проектной документации для строительства (СПДС), стандартов Единой системы конструкторской документации (ЕСКД) и других стандартов. Основные требования к проектной документации объектов капитального строительства и рабочей документации всех видов объектов строительства изложены в ГОСТ 21.1101–2009. Правила выполнения проектной и рабочей документации металлических конструкций представлены в ГОСТ 21.502–2007.

Чертежи рассчитанной балочной клетки выполняются на стадии КМ (схемы, разрезы, основные узлы) и КМД (главная балка, балка настила) и обычно включают в себя:

1 Схему расположения элементов балочной клетки. Рекомендуемые масштабы 1:100, 1:200.

2 Продольный и поперечный разрезы по балочной клетке. Рекомендуемые масштабы 1:100, 1:200

3 Изображение балки настила, вид сверху или снизу. Рекомендуемые масштабы 1:20, 1:25, 1:30.

4 Изображение отправочного элемента главной балки (левого), вид сверху, снизу и сбоку, сечения (основное и измененное сечение). Рекомендуемые масштабы 1:10, 1:15, 1:20, 1:25.

5 Общий вид колонны сплошного сечения, вид сбоку, сечения (сечение колонны, база, оголовок). Рекомендуемые масштабы 1:10, 1:15, 1:20, 1:25.

6 Общий вид колонны сквозного сечения, вид сбоку, сечения (сечение колонны, база, оголовок). Рекомендуемые масштабы 1:10, 1:15, 1:20, 1:25.

7 Узлы и сопряжения: монтажный стык главной балки (три вида), узел сопряжения балки настила с главной балкой (один вид), узлы опирания главных балок на колонны (два вида). Рекомендуемые масштабы 1:10, 1:15.

8 Спецификацию на отправочный элемент главной балки.

9 Примечания к чертежу, включающие указания о марках стали элементов балочной клетки, классе бетона фундамента, способах сварки, сварочных материалах, преобладающих и не проставленных на чертеже размерах сварных швов, болтов, отверстий и т.д.

На чертежах должно быть необходимое количество размеров, которые определяют габариты элементов и их положение в пространстве. На схеме расположения элементов балочной клетки и разрезах маркируются элементы, наносятся разбивочные оси, отметки уровней, величины пролетов и шагов. Конструктивные элементы на схеме балочной клетки изображаются сплошной линией, означающей отдельную отправочную марку. На разрезах колонны и балки показываются двумя линиями («в теле»).

Узлы изображаются в нескольких проекциях с показом осей, отметок, размеров сварных швов, диаметров, типов и классов прочности болтов, толщин ребер, накладок и т.д. Для высокопрочных болтов следует указывать силу натяжения болта и марку стали. Если деталь подвергается дополнительной обработке (строжке, фрезеровке), то это необходимо отражать на чертеже и в спецификации. Для монтажного стыка главной балки необходимо указывать принятый в расчетах способ обработки соединяемых поверхностей и способ контроля натяжения болтов.

Условные изображения и обозначения на рабочих чертежах должны соответствовать требованиям ГОСТ 2.306–68, ГОСТ 2.312–72, ГОСТ 2.307–68, ГОСТ 2.315–68 и др. Надписи на чертежах должны соответствовать ГОСТ 2.316–2008 и ГОСТ 2.304–81\*. Масштаб на чертежах не проставляют, за исключением случаев, оговоренных в соответствующих стандартах СПДС. Спецификацию на отправочный элемент главной балки рекомендуется располагать в правом верхнем углу чертежа.

Некоторые условные обозначения отверстий, сварных швов, болтов приведены в прил. 1.

В необходимых случаях на чертежах следует указывать способ защиты элементов от коррозии, марки материалов и толщину покрытия (для лакокрасочных покрытий – количество грунтовочных и покровных слоев). Защита конструкций от коррозии производится в соответствии с указаниями глав СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии».

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*/ М.: ГУП ЦПП, 2011. – 79 с.
- 2 СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*. / М.: ГУП ЦПП, 2011. – 171 с.
- 3 СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / М.: ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП, 2004. – 128 с.
- 4 Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций: учеб. пособие для техникумов / А.П. Мандриков. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 431 с.
- 5 Металлические конструкции: учебник для студ. Высш. учеб. заведений/ под ред. Ю.И.Кудишина. Изд. 9-е, стер. – М.: Издательский центр «Академия», 2007. – 688с.
- 6 Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций: учеб. пособие для строит. вузов / под ред. В.В.Горева. – М.: Высш. шк., 1997. – 527 с.
- 7 Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / под общ. ред. В.В.Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П.Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1988. – 576 с.
- 8 Серия 2.440-2. Узлы стальных конструкций производственных зданий промышленных предприятий. Выпуск 1. Шарнирные узлы балочных клеток и рамные узлы примыкания ригелей к колоннам. – Введ. 1989–06–30. М.: ЦНИИпроектстальконструкция, 1989.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Таблица 1

Условные изображения сварных швов

Наименование	Изображение сварного шва		Размеры, мм
	заводского	монтажного	
1 Шов сварного соединения стыкового – сплошной:			
а) с видимой стороны;	+++++	xxxxxxx	
б) с невидимой стороны	+++ +++ +++	xx xx xx	
2 Шов сварного соединения стыкового – прерывистый:			
а) с видимой стороны	+++ — +++	xxx — xxx	
б) с невидимой стороны	+++ — +++	xx — xx	
3 Шов сварного соединения углового, таврового или внахлестку – сплошной:			
а) с видимой стороны	$\frac{k_f}{\text{     }}$	$\frac{k_f}{\text{xxxxxxxx}}$	
б) с невидимой стороны	$\frac{k_f}{\text{           }}$	$\frac{k_f}{\text{xxx xxx xxx}}$	
4 Шов сварного соединения углового, таврового или внахлестку – прерывистый:			
а) с видимой стороны	$\frac{k_f-l}{a} \text{           }$	$\frac{k_f-l}{a} \text{xxx xxx}$	
б) с невидимой стороны	$\frac{k_f-l}{a} \text{    —    }$	$\frac{k_f-l}{a} \text{xxx xxx xxx}$	

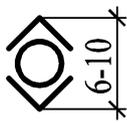
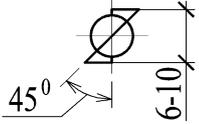
Наименование	Изображение сварного шва		Размеры, мм
	заводского	монтажного	
5 Шов сварного соединения внахлестку, контактный, точечный		-	
6 Шов сварного соединения электрозащепочный внахлестку (с круглым отверстием)		-	
$k_f$ – катет углового шва; $l$ – длина свариваемого участка; $a$ – размер шва.			

Таблица 2

## Условные изображения болтов

Наименование	Изображение
1 Болт класса точности В (постоянный)	
2 Болт временный	
3 Болт высокопрочный	
4 Болт самонарезающий	

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Таблица 3

Сортамент горячекатаного широкополосного универсального проката  
по ГОСТ 82–70\*

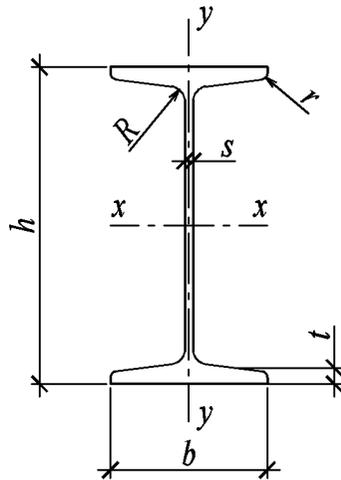
Толщина проката, мм	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60
Ширина проката, мм	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 1000, 1050

Примечание – По требованию потребителя допускается изготовление широкополосного проката шириной 160, 170, 180, 190, 350, 440, 550, 580 и 710 мм.

Таблица 4

Сортамент горячекатаного листового проката по ГОСТ 19903–74\*  
(выборка из сокращенного сортамента)

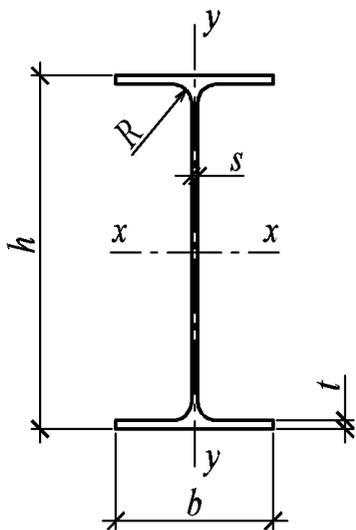
Толщина листа, мм	Ширина листа, мм
6	700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000
8,10	700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500
12	1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500
14, 16, 18, 20, 22, 25	1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800
28, 32, 36	1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000, 3200, 3400, 3600, 3800
42, 50, 60, 80, 120, 140, 160	1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000, 3200, 3400, 3600, 3800



Двутавры стальные горячекатаные  
с уклоном внутренних граней 6-12% по ГОСТ 8239–89  
(звездочкой отмечены профили, рекомендуемые по сокращенному сортаменту, ут-  
вержденному Госстроем СССР от 20.04.1984, №59)

Номер двутавра	Размеры, мм						A, см <sup>2</sup>	Масса, кг/м	Справочные значения для осей						
	h	b	s	t	R	r			x - x			y - y			
					не более				I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55
16*	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
18*	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88
20*	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69
33	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89
40	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03
45	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09
50	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23
55	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39
60	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	138,0	108,00	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,00	3,54

Таблица 6



Двутавры стальные горячекатаные  
с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020–83  
(звездочкой отмечены профили, рекомендуемые по сокращенному сортаменту,  
утвержденному Госстроем СССР от 20.04.1984, №59)

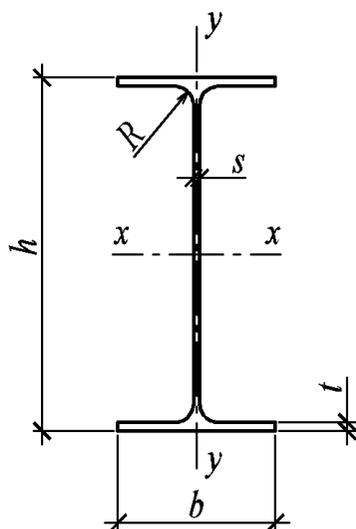
Номер профиля	Размеры, мм					$A, \text{см}^2$	Масса, кг/м	Справочные значения для осей						
	$h$	$b$	$s$	$t$	$R$			$x-x$				$y-y$		
								$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$S_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$
Нормальные двутавры														
10Б1*	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12Б1*	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7,0	1,42
12Б2	120	64	4,4	6,3	7	13,21	10,4	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1*	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10,0	1,65
14Б2	140	73	4,7	6,9	7	16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1*	157	82	4,0	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	160	82	5,0	7,4	9	20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1*	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18,0	2,04
18Б2	180	91	5,3	8,0	9	23,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1*	200	100	5,6	8,5	12	28,49	22,4	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1*	230	110	5,6	9,0	12	32,91	25,8	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1*	258	120	5,8	8,5	12	35,62	28,0	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63

Номер профиля	Размеры, мм					$A, \text{см}^2$	Масса, кг/м	Справочные значения для осей						
	$h$	$b$	$s$	$t$	$R$			$x - x$				$y - y$		
								$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$S_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$
26Б2	261	120	6,0	10,0	12	39,70	31,2	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1*	296	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	299	140	6,0	10,0	15	46,67	36,6	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
35Б1*	346	155	6,2	8,5	18	49,53	38,9	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2*	349	155	6,5	10,0	18	55,17	43,3	11550	662,2	373,0	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1*	392	165	7,0	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	456,0	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2*	396	165	7,5	11,5	21	69,72	54,7	18530	935,7	529,7	16,30	865,0	104,8	3,52
45Б1*	443	180	7,8	11,0	21	76,23	59,8	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2*	447	180	8,4	13,0	21	85,96	67,5	28870	1291,9	732,9	18,32	1269,0	141,0	3,84
50Б1*	492	200	8,8	12,0	21	92,98	73,0	37160	1511,0	860,4	19,99	1606,0	160,6	4,16
50Б2*	496	200	9,2	14,0	21	102,80	80,7	42390	1709,0	970,2	20,30	1873,0	187,3	4,27
55Б1*	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89,0	55680	2051,0	1165,0	22,16	2404,0	218,6	4,61
55Б2*	547	220	10,0	15,5	24	124,75	97,9	62790	2296,0	1302,0	22,43	2760,0	250,9	4,70
60Б1*	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78760	2656,0	1512,0	24,13	3154,0	274,3	4,83
60Б2*	597	230	11,0	17,5	24	147,30	115,6	87640	2936,0	1669,0	24,39	3561,0	309,6	4,92
70Б1*	691	260	12,0	15,5	24	164,70	129,3	125930	3645,0	2095,0	27,65	4556,0	350,5	5,26
70Б2*	697	260	12,5	18,5	24	183,60	144,2	145912	4187	2393,0	28,19	5437,0	418,2	5,44
80Б1*	791	280	13,5	17,0	26	203,20	159,5	199500	5044	2917,0	31,33	6244,0	446,0	5,54
80Б2	798	280	14,0	20,5	26	226,60	177,9	232200	5820	3343,0	32,01	7527,0	537,6	5,76
90Б1*	893	300	15,0	18,5	30	247,10	194,0	304400	6817	3964,0	35,09	8365,0	557,6	5,82
90Б2	900	300	15,5	22,0	30	272,40	213,8	349200	7760	4480,0	35,80	9943,0	662,8	6,04
100Б1*	990	320	16,0	21,0	30	293,82	230,6	446000	9011	5234,0	38,96	11520,0	719,9	6,26
100Б2*	998	320	17,0	25,0	30	328,90	258,2	516400	10350	5980,0	39,62	13710,0	856,9	6,46
100Б3*	1006	320	18,0	29,0	30	364,00	285,7	587700	11680	6736,0	40,18	15900,0	993,9	6,61
100Б4*	1013	320	19,5	32,5	30	400,60	314,5	655400	12940	7470,0	40,45	17830,0	1114,3	6,67

Номер профиля	Размеры, мм					$A, \text{см}^2$	Масса, кг/м	Справочные значения для осей						
	$h$	$b$	$s$	$t$	$R$			$x - x$				$y - y$		
								$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$S_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$
Широкополочные двутавры														
20Ш1*	193	150	6,0	9,0	13	38,95	30,6	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1*	226	155	6,5	10,0	14	46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1*	251	180	7,0	10,0	16	54,37	42,7	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2*	255	180	7,5	12,0	16	62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1*	291	200	8,0	11,0	18	68,31	53,6	10400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2*	295	200	8,5	13,0	18	77,65	61,0	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3*	299	200	9,0	15,0	18	87,00	68,3	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35Ш1*	338	250	9,5	12,5	20	95,67	75,1	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2*	341	250	10,0	14,0	20	104,74	82,2	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3*	345	250	10,5	16,0	20	116,30	91,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1*	388	300	9,5	14,0	22	122,40	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2*	392	300	11,5	16,0	22	141,60	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3*	396	300	12,5	18,0	22	157,20	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1*	484	300	11,0	15,0	26	145,70	114,4	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2*	489	300	14,5	17,5	26	176,60	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3*	495	300	15,5	20,5	26	199,20	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4*	501	300	16,5	23,5	26	221,70	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1*	580	320	12,0	17,0	28	181,10	142,1	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2*	587	320	16,0	20,5	28	225,30	176,9	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3*	595	320	18,0	24,5	28	261,80	205,5	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Ш4*	603	320	20,0	28,5	28	298,34	234,2	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1*	683	320	13,5	19,0	30	216,40	169,9	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2*	691	320	15,0	23,0	30	251,70	197,6	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3*	700	320	18,0	27,5	30	299,80	235,4	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4*	708	320	20,5	31,5	30	341,60	261,1	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5*	718	320	23,0	36,5	30	389,7	305,9	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17

Номер профиля	Размеры, мм					$A, \text{см}^2$	Масса, кг/м	Справочные значения для осей						
	$h$	$b$	$s$	$t$	$R$			$x - x$				$y - y$		
								$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$S_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$
Колонные двутавры														
20K1*	195	200	6,5	10,0	13	52,82	41,5	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20K2*	198	200	7,0	11,5	13	59,70	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23K1*	227	240	7,0	10,5	14	66,51	52,2	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23K2*	230	240	8,0	12,0	14	75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26K1*	255	260	8,0	12,0	16	83,08	65,2	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26K2*	258	260	9,0	13,5	16	93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26K3*	262	260	10,0	15,5	16	105,90	83,1	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30K1*	296	300	9,0	13,5	18	108,00	84,8	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30K2*	300	300	10,0	15,5	18	122,70	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30K3*	304	300	11,5	17,5	18	138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35K1*	343	350	10,0	15,0	20	139,70	109,7	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35K2*	348	350	11,0	17,5	20	160,40	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35K3	353	350	13,0	20,0	20	184,10	144,5	42970	2435	1351	15,28	14330	817	8,81
40K1*	393	400	11,0	16,5	22	175,80	138,0	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10,00
40K2*	400	400	13,0	20,0	22	210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40K3*	409	400	16,0	24,5	22	257,80	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40K4*	419	400	19,0	29,5	22	308,60	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40K5*	431	400	23,0	35,5	22	371,00	291,2	121570	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11

Таблица 7



Двутавры стальные горячекатаные  
с параллельными гранями полок по СТО АСЧМ 20–93

Номер профиля	Размеры, мм					$A, \text{см}^2$	Масса, кг/м	Справочные значения для осей						
	$h$	$b$	$s$	$t$	$R$			$x - x$				$y - y$		
								$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$S_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$
Нормальные двутавры														
10Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,43
12Б2	120	64	4,4	6,3	7	13,21	10,4	318	53	30,4	4,9	27,7	8,7	1,45
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,7	36,4	10	1,65
14Б2	140	73	4,7	6,9	7	16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	157	82	4	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,6	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	160	82	5	7,4	9	20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,7	1,84
18Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,05
18Б2	180	91	5,3	8	9	223,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,42	100,8	22,2	2,05
20Б1	200	100	5,5	8	11	27,16	21,3	1844	184,4	104,7	8,24	133,9	26,8	2,22
25Б1	248	124	5	8	12	32,68	25,7	3537	285,3	159,7	10,4	254,8	41,1	2,79
25Б2	250	125	6	9	12	37,66	29,6	4052	324,2	182,9	10,37	293,8	47	2,79

Продолжение табл. 7

Номер профиля	Размеры, мм					$A$ , см <sup>2</sup>	Масса, кг/м	Справочные значения для осей						
	$h$	$b$	$s$	$t$	$R$			$x - x$				$y - y$		
								$I_x$ , см <sup>4</sup>	$W_x$ , см <sup>3</sup>	$S_x$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$I_y$ , см <sup>4</sup>	$W_y$ , см <sup>3</sup>	$i_y$ , см
30Б1	298	149	5,5	8	13	40,80	32	6319	424,1	237,5	12,44	441,9	59,3	3,29
30Б2	300	150	6,5	9	13	46,78	36,7	7210	480,6	271,1	12,41	507,4	67,7	3,29
35Б1	346	174	6	9	14	52,68	41,4	11095	641,3	358,1	14,51	791,4	91	3,88
35Б2	350	175	7	11	14	63,14	49,6	13560	774,8	434	14,65	984,2	112,5	3,95
40Б1	396	199	7	11	16	72,16	56,6	20020	1011,1	564	16,66	1446,9	145,4	4,48
40Б2	400	200	8	13	16	84,12	66	23706	1185,3	663,2	16,79	1736,2	173,6	4,54
45Б1	446	199	8	12	18	84,30	66,2	28699	1287	725,1	18,45	1579,7	158,8	4,33
45Б2	450	200	9	14	18	96,76	76	33453	1486,8	839,6	1859	1871,3	187,1	4,4
50Б1	492	199	8,8	12	20	92,38	72,5	36845	1497,8	853,5	19,97	1581,5	158,9	4,14
50Б2	496	199	9	14	20	1011,27	79,5	41872	1688,4	957,3	20,33	1844,4	185,4	4,27
50Б3	500	200	10	16	20	114,23	89,7	47849	1914	1087,7	20,47	2140,3	214	4,33
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,36	89	55682	2050,9	1165,1	22,16	2404,5	218,6	4,61
55Б2	547	220	10	15,5	24	124,75	97,9	62790	2295,8	1301,6	22,44	2760,3	250,9	4,7
Широкополочные двутавры														
20Ш1	194	150	6	9	13	39,01	30,6	2690	277,3	154,3	8,3	507,1	67,6	3,61
25Ш1	244	175	7	11	16	56,24	44,1	6122	501,8	279,2	10,43	984,3	112,5	4,18
30Ш1	294	200	8	12	18	72,38	56,8	11339	771,4	429,5	12,52	1602,9	160,3	4,71
30Ш2	300	201	9	15	18	87,38	68,6	14210	947,4	529,9	12,75	2033,8	202,4	4,82
35Ш1	334	249	8	11	20	83,17	65,3	17108	1024,4	563,8	14,34	2834,1	227,6	5,84
35Ш2	340	250	9	14	20	101,51	79,7	21678	1275,2	706,1	14,61	3650,5	292	6
40Ш1	383	299	9,5	12,5	22	112,91	88,6	30556	1595,6	880,8	16,45	5575,4	372,9	7,03
40Ш2	390	300	10	16	22	135,95	106,7	38676	1983,4	1094	16,87	7207,1	480,5	7,28
45Ш1	440	300	11	18	24	157,38	123,5	56072	2548,7	1412,5	18,88	8110,3	540,7	7,18
50Ш1	482	300	11	15	26	145,52	114,2	60371	2505	1395,7	20,37	6762,4	450,8	6,82
50Ш2	487	300	14,5	17,5	26	176,34	138,4	71867	2951,4	1666,7	20,19	7896,4	526,4	6,69
50Ш3	493	300	15,5	20,5	26	198,86	156,1	83441	3385	1912,8	20,48	9249,7	616,6	6,82

Номер профиля	Размеры, мм					A, см <sup>2</sup>	Масса, кг/м	Справочные значения для осей						
	h	b	s	t	R			x – x				y – y		
								I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см
50Ш4	499	300	16,5	23,5	26	221,38	173,8	95282	3818,9	2161,5	20,75	10603,4	706,9	6,92
60Ш1	582	300	12	17	28	174,49	137	102717	3529,8	1981,5	24,26	7668	511,2	6,63
60Ш2	589	300	16	20,5	28	217,41	170,7	126201	4285,3	2439	24,09	9257,4	617,2	6,53
60Ш3	597	300	18	24,5	28	252,37	198,1	150043	5026,6	2869,9	24,38	11067,3	737,8	6,62
60Ш4	605	300	20	28,5	28	287,33	225,6	174458	5767,2	3305,6	24,64	12879,3	858,6	6,7
70Ш1	692	300	13	20	28	211,49	166	172433	4983,7	2814,6	28,55	9022,9	601,5	6,53
70Ш2	698	300	15	23	28	242,53	190,4	198791	5696	3233,6	28,63	10381,1	692,1	6,54
70Ш3	707	300	18	27,5	28	289,09	226,9	239032	6761,9	3867,2	28,76	12422,4	828,2	6,56
70Ш4	715	300	20,5	31,5	28	329,39	258,6	275138	7696,2	4426,7	28,9	14240,2	949,3	6,58
70Ш5	725	300	23	36,5	28	375,69	294,9	319793	8821,9	5099,5	29,18	16512,3	1100,8	6,63
80Ш1	782	300	13,5	17	28	209,71	164,6	205458	5254,7	3018,9	31,3	7676,7	511,8	6,05
80Ш2	792	300	14	22	28	243,45	191,1	253655	6405,4	3644,1	32,28	9928,9	661,9	6,39
90Ш1	881	299	15	18,5	28	243,96	191,5	292583	6642,1	3861,2	34,63	8278,5	553,7	5,83
90Ш2	890	299	15	23	28	270,87	212,6	345335	7760,3	4457	35,71	10283,3	687,8	6,16
100Ш1	990	320	16	21	30	293,8	230,6	446039	9010,9	5234,1	38,96	11517,9	719,9	6,26
100Ш2	998	320	17	25	30	328,88	258,2	516373	10348,2	5982,6	39,62	13710	856,9	6,46
100Ш3	1006	320	18	29	30	363,96	285,7	587730	11684,5	6736,2	40,18	15903	993,9	6,61
100Ш4	1013	320	19,5	32,5	30	400,58	314,5	655449	12940,7	7470	40,45	17828,8	1114,3	6,67
Колонные двутавры														
20К1	196	199	6,5	10	13	52,69	41,4	3846	392,5	216,4	8,54	1314,4	132,1	4,99
20К2	200	200	8	12	13	63,53	49,9	4716	471,6	262,8	8,62	1601,4	160,1	5,02
25К1	246	249	8	12	16	79,72	62,6	9171	745,6	410,7	10,73	3089,9	248,2	6,23
25К2	250	250	9	14	16	92,18	72,4	10833	866,6	480,3	10,84	3648,6	291,9	6,29
25К3	253	251	10	15,5	16	102,21	80,2	12154	960,8	535,4	10,9	4088,6	325,8	6,32
30К1	298	299	9	14	18	110,80	87	18849	1265,1	694,7	13,04	6240,9	417,5	7,51
30К2	300	300	10	15	18	119,78	94	20411	1360,7	750,6	13,05	6754,5	450,3	7,51

Номер профиля	Размеры, мм					$A, \text{см}^2$	Масса, кг/м	Справочные значения для осей						
	$h$	$b$	$s$	$t$	$R$			$x - x$				$y - y$		
								$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$S_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$
30К3	300	305	15	15	18	134,78	105,8	21536	1433,7	806,9	12,64	7104,4	465,9	7,26
30К4	304	301	11	17	18	134,82	105,8	23381	1538,2	852,8	13,17	7732,3	513,8	7,57
35К1	342	348	10	15	20	139,03	109,1	31249	1827,4	1001,2	14,99	10541,7	605,8	8,71
35К2	350	350	12	19	20	173,87	136,5	40296	2302,6	1272,7	15,22	13585,3	776,3	8,84
40К1	394	398	11	18	22	186,81	146,6	56147	2850,1	1559,3	17,34	18921,9	950,8	10,06
40К2	400	400	13	21	22	218,69	171,7	66623	3331,2	1936,3	17,45	22412	1120,6	10,12
40К3	406	403	16	24	22	254,87	200,1	78041	3844,4	2139,9	17,5	26199,5	1300,2	10,14
40К4	414	405	18	28	22	295,39	231,9	92773	4481,8	2513,2	17,72	31026,2	1532,2	10,25
40К5	429	400	23	35,5	22	370,49	290,8	120292	5608	3198,6	18,02	37914,2	1895,7	10,12

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Таблица 8

Коэффициенты стыка стенки балки

$k$	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$\alpha$	1,40	1,55	1,71	1,87	2,04	2,20	2,36	2,52	2,69	2,86

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Таблица 9

Расчетные значения сопротивления бетона [3, табл. 5.2]

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_b$ , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призмная прочность) $R_b$	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Таблица 10

Коэффициенты для расчета круглых пластинок

$\beta$	0,3	0,4	0,5	0,6
$k_r$	0,0815	0,0517	0,0331	0,0200
$k_t$	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

**ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ**

**1 Исходные данные**

Требуется запроектировать металлическую балочную клетку нормального типа для одноэтажной рабочей площадки. Общие размеры балочной клетки – два пролета балок настила и два пролета главных балок. Исходные данные на проектирование приведены в табл. 11. Стали всех элементов принимаем по ГОСТ 27772–88.

Таблица 11

Исходные данные на проектирование балочной клетки

№ п/п	Исходные данные	Условные обозначения	Ед. изм.	Размер, величина, сталь
1	Шаг балок настила	$a$	м	1,2
2	Пролет балок настила	$l$	м	4,8
3	Пролет главных балок	$L$	м	11,8
4	Нормативная постоянная нагрузка	$q_{\text{пост}}^n$	кН/м <sup>2</sup>	14
5	Нормативная временная нагрузка	$q_{\text{вр}}^n$	кН/м <sup>2</sup>	19
6	Высота этажа	$H$	м	5,8
7	Сталь настила	-	-	C245
8	Сталь балок настила	-	-	C255
9	Сталь поясов главной балки	-	-	C345
10	Сталь стенки главной балки	-	-	C245
11	Сталь колонн	-	-	C245
12	Тип настила – стальной с относительным прогибом	$\frac{f}{l}$	$\frac{1}{150}$	-
13	Класс бетона фундамента	-	-	B15
14	Коэффициент надежности по нагрузке (постоянной)	$\gamma_f^{\text{пост}}$	1,1	-
15	Коэффициент надежности по нагрузке (временной)	$\gamma_f^{\text{вр}}$	1,3	-

## 2 Разработка монтажной схемы балочной клетки

Проектируемая балочная клетка одноэтажной рабочей площадки соответствует нормальному типу балочной клетки и представляет собой систему пересекающихся несущих балок (главных балок и балок настила), на которые опирается плоский стальной настил. Постоянные и временные нагрузки передаются с настила на балки настила, которые в свою очередь передают их на главные балки, опирающиеся на колонны.

На основании исходных данных (табл. 11) в пояснительной записке, входящей в состав проектной документации, вычерчиваем схему расположения балок и колонн в балочной клетке размерами по два пролета балок настила и два пролета главных балок (рис. 15...17). Ввиду большого пролета главные балки принимаем, состоящими из двух взаимозаменяемых отпавочных элементов. Так как главные балки имеют посередине монтажные стыки, то балки настила располагаем симметрично относительно середины пролета главных балок. Для упрощения монтажных стыков главных балок и узлов сопряжения балок настила с главными балками оставляем среднюю часть пролета главной балки свободной, т.е. балка настила не должна приходиться на монтажный стык главной балки. Сопряжение балок настила с главными балками принимаем в одном уровне верхних поясов. Стальной настил на схеме расположения балок условно не показываем.

Маркировку несущих элементов балочной клетки принимаем в зависимости от приходящихся на них нагрузок, т.е. в зависимости от размеров их грузовых площадей. Марки элементов на схеме расположения балок имеют буквенный индекс (буква русского алфавита) и цифровой порядковый номер.

Для балок настила марки Б1 ширина грузовой площади составляет  $0,5 / 2 = 0,25$  м, для балок Б2 –  $(0,5 + a) / 2 = (0,5 + 1,2) / 2 = 0,85$  м, для балок Б3 –  $(0,5 + 0,5) / 2 = 0,5$  м. Для балок настила Б4 ширина грузовой площади равна шагу этих балок  $a = 1,2$  м. На главные балки марки Г1 нагрузка собирается с ширины  $l / 2 = 4,8 / 2 = 2,4$  м. Для главных балок Г2 ширина грузовой площади равна расстоянию между главными балками или пролету балок настила  $l = 4,8$  м.

Площади сбора нагрузок на колонны:

$$K1 - \frac{Ll}{4} = \frac{11,8 \cdot 4,8}{4} = 14,16 \text{ м}^2; \quad K2 \text{ и } K3 - \frac{Ll}{2} = \frac{11,8 \cdot 4,8}{2} = 28,32 \text{ м}^2;$$

$$K4 - Ll = 11,8 \cdot 4,8 = 56,64 \text{ м}^2.$$

При проектировании балочной клетки необходимо выполнить расчёты стального настила и наиболее нагруженных элементов – балки настила Б4, главной балки Г2 и центрально-сжатой колонны К4. На схеме расположения балок и колонн показываем грузовые площади для рассчитываемых элементов балочной клетки (рис. 18).

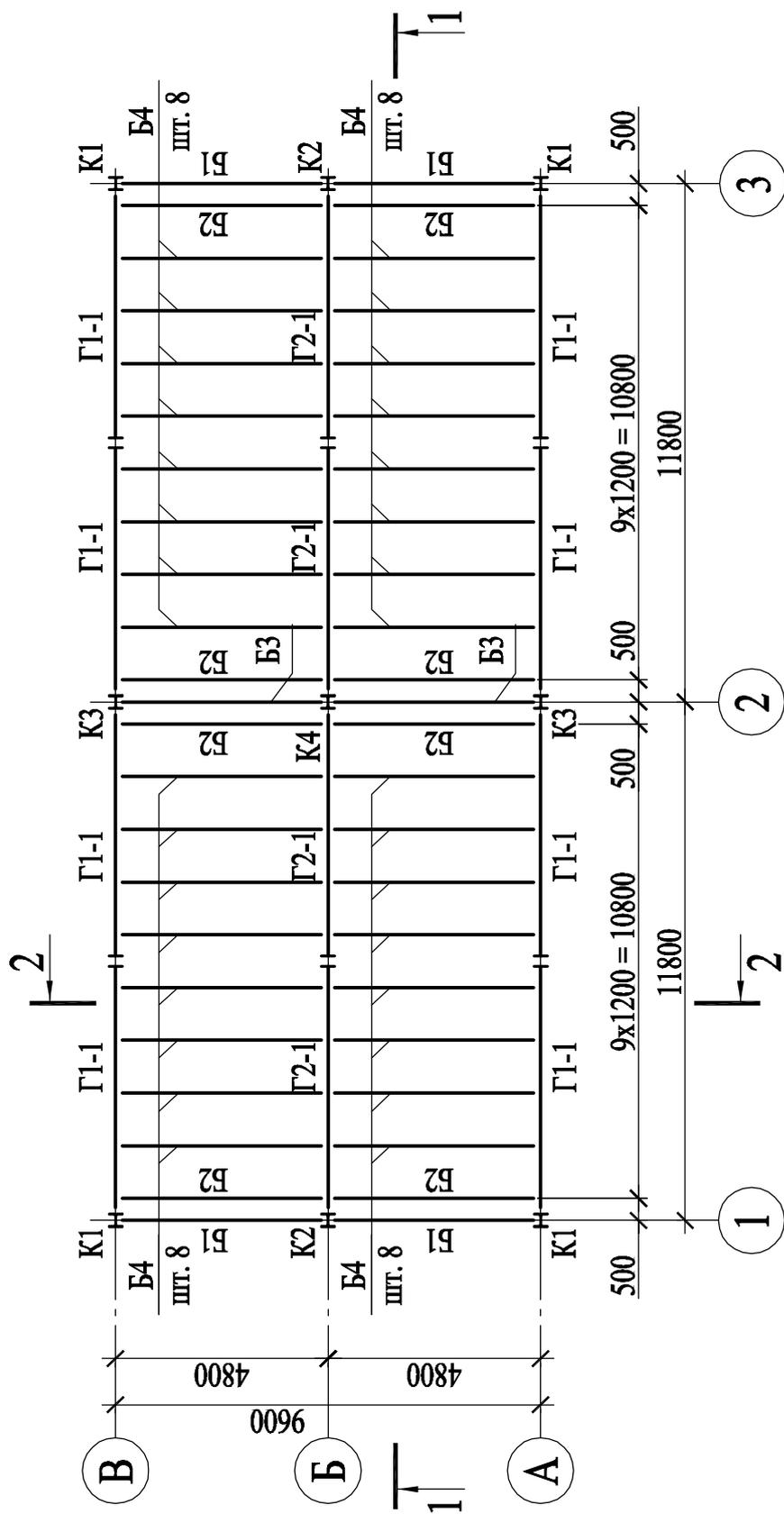


Рис. 15. Схема расположения балок и колонн

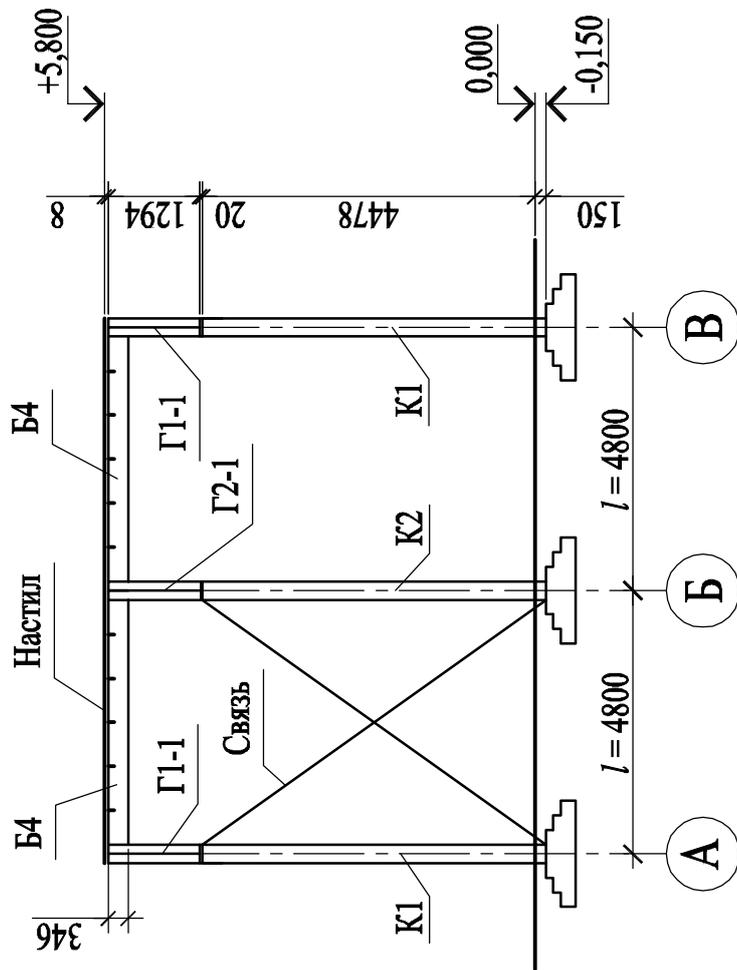


Рис. 17. Разрез 2-2

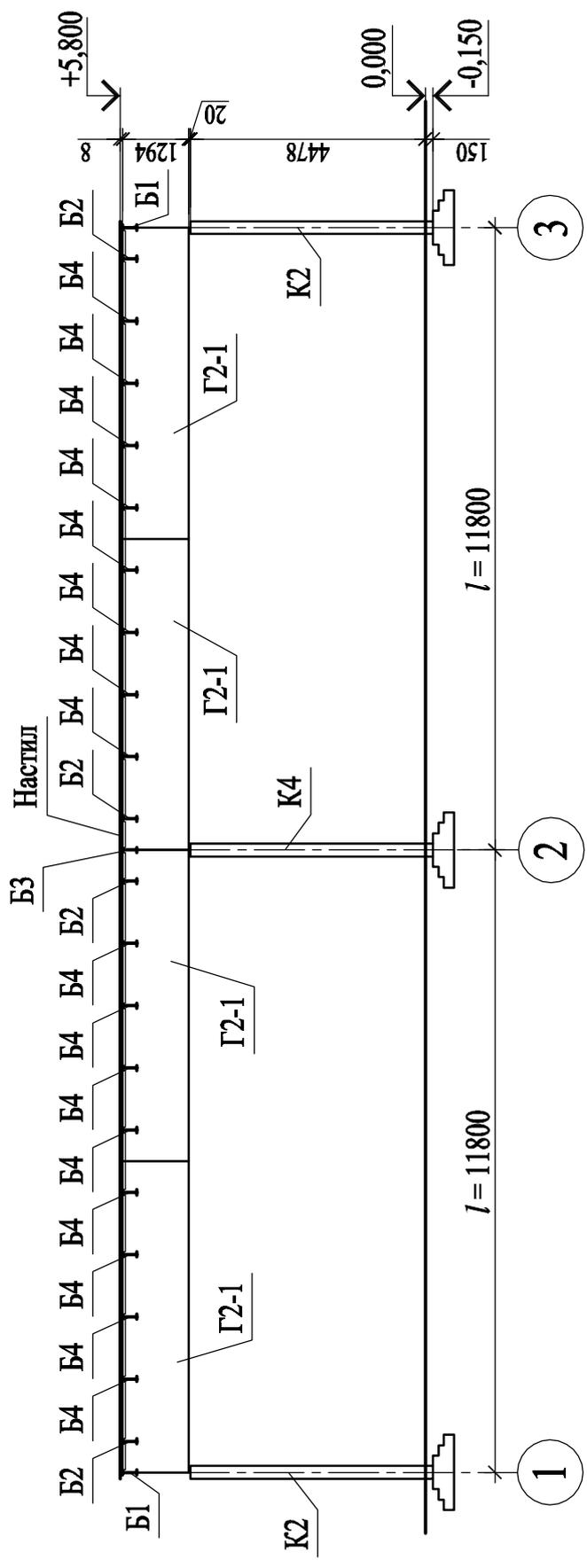


Рис. 16. Разрез 1-1

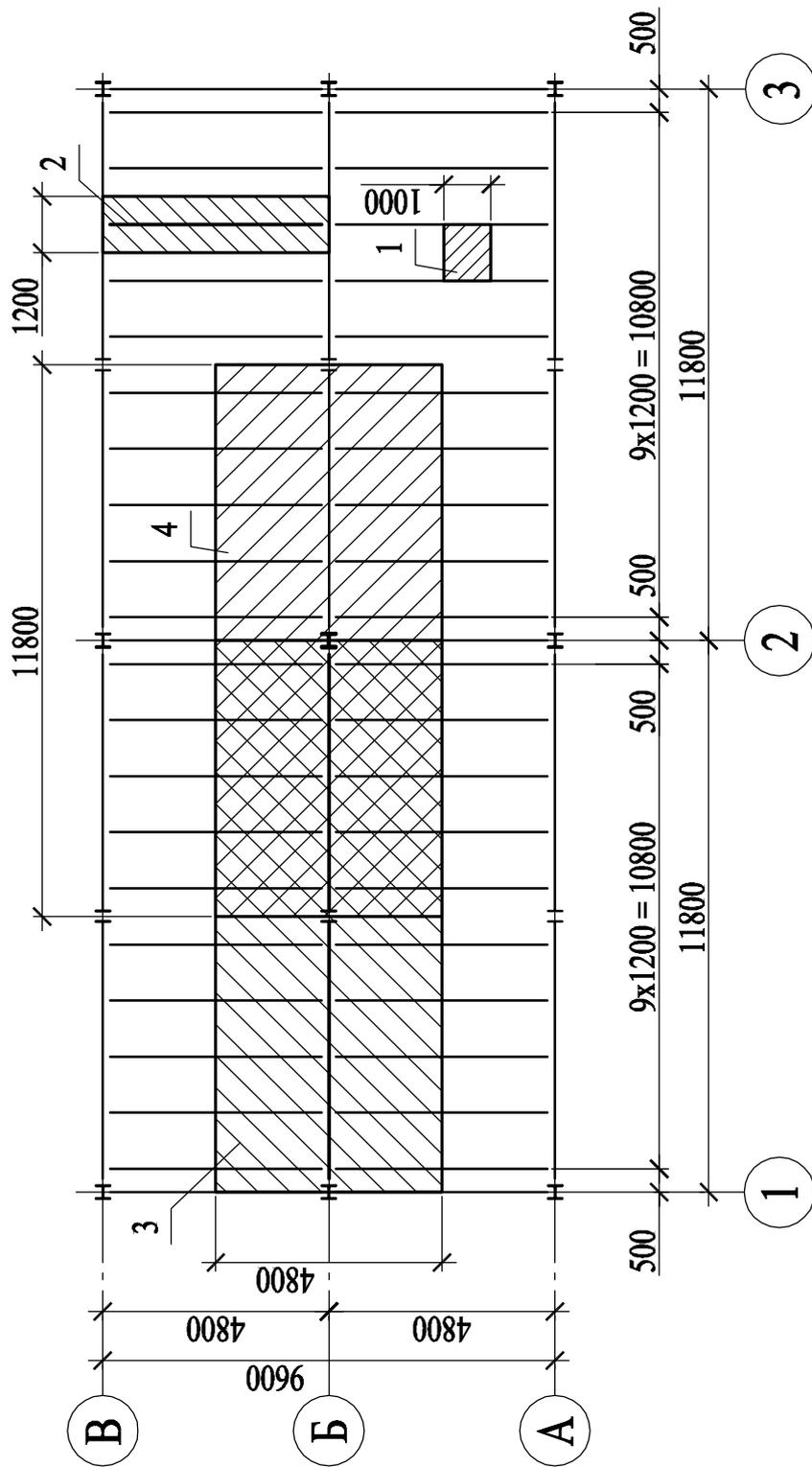


Рис. 18. Грузовые площади на рассчитываемые элементы балочной клетки:  
 1 — настил; 2 — балка настила Б4; 3 — главная балка Г2; 4 — колонна К4

### 3 Расчет стального настила

#### 3.1 Статический расчет настила

В качестве настила принимаем стальные плоские листы, привариваемые к балкам настила. Расчетная схема настила представлена на рис. 19. Настил рассчитываем как полосу шириной 1 м. За расчетный пролет настила принимаем расстояние между внутренними кромками полок балок настила. Так как балки настила еще не запроектированы, то ориентировочно ширину полки балки настила принимаем  $b_f = 100$  мм. Если при расчете балки настила ее полка окажется другой ширины, то перерасчет стального настила не выполняем.

Определяем расчетный пролет настила

$$l_n = a - b_f = 1200 - 100 = 1100 \text{ мм},$$

где  $a = 1200$  мм – шаг балок настила.

Приварка настила к балкам делает невозможным сближение опор настила при его прогибе под нагрузкой, что вызывает в нем растягивающие цепные усилия  $N$ . Так как в практических расчетах в запас жесткости настила защемлением обычно пренебрегают, то принимаем опирание настила шарнирно неподвижным.

Сбор нагрузок на настил выполняем в табличной форме с учетом собственного веса настила (табл. 12). Для определения собственного веса настила его толщину в первом приближении принимаем  $t = 10$  мм. Коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса металлических конструкций  $\gamma_f = 1,05$  [1, табл. 7.1]. Плотность стали равна  $\gamma_s = 78,5$  кН/м<sup>3</sup> [2, табл. Г.10].

Таблица 12

Сбор нагрузок на настил

№ п/п	Вид нагрузки	Усл. обозн.	Ед. изм.	Нормативная нагрузка	$\gamma_f$	Расчётная нагрузка
1	Собственный вес настила $t_n \gamma_s = 0,01 \cdot 78,5 = 0,785$ кН/м <sup>2</sup>	$q_{сн}$	кН/м <sup>2</sup>	0,785	1,05	0,824
2	Постоянная нагрузка	$q_{пост}$	кН/м <sup>2</sup>	14	1,1	15,4
3	Временная нагрузка	$q_{вр}$	кН/м <sup>2</sup>	19	1,3	24,7
	Итого	$q_n$	кН/м <sup>2</sup>	33,785	-	40,924

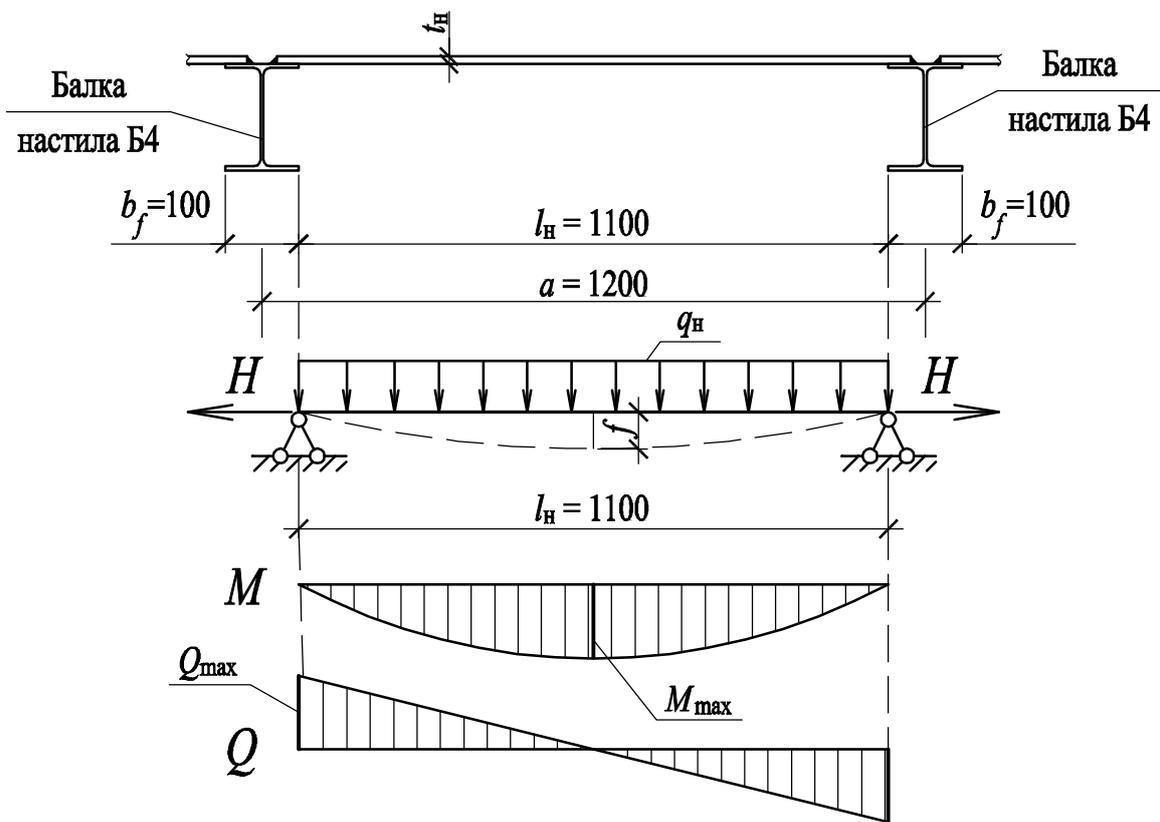


Рис. 19. Расчетная схема настила

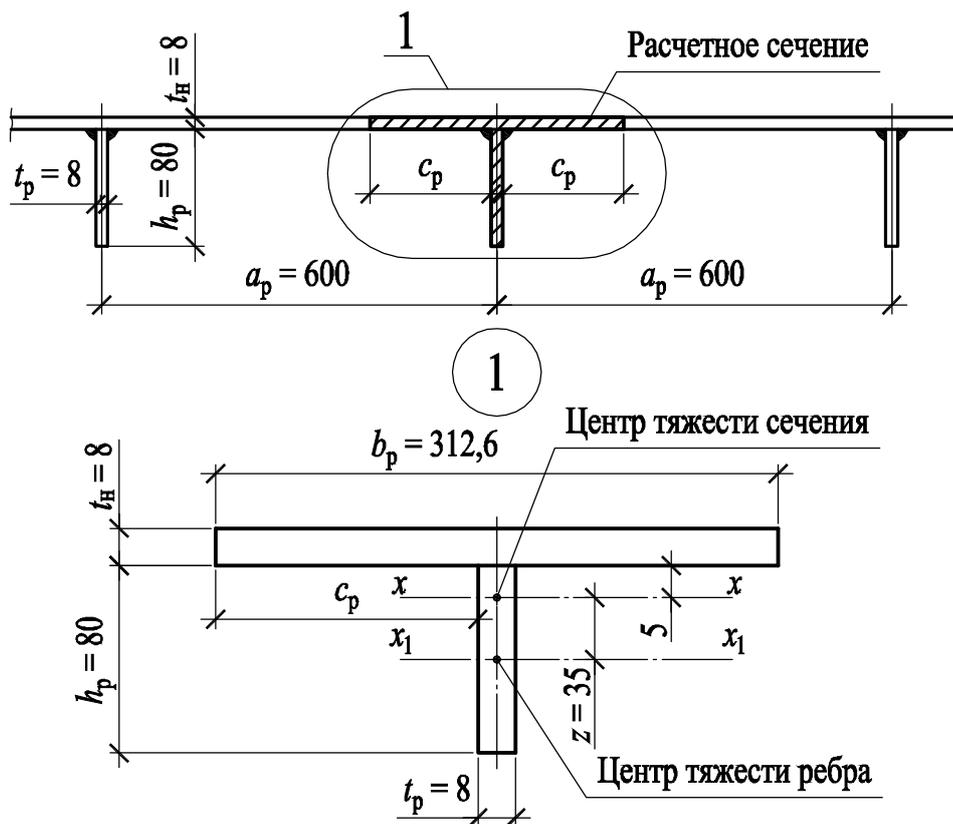


Рис. 20. Расчетное сечение настила с ребрами жесткости

### 3.2 Конструктивный расчет настила

Требуемую толщину плоского стального настила определяем из условия жесткости по формуле:

$$t_{\text{н}}^{\text{TP}} = l_{\text{н}} / k_{\text{н}},$$

где  $k_{\text{н}}$  – коэффициент настила

$$k_{\text{н}} = \frac{4n_0}{15} \left( 1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q_{\text{н}}^n} \right) = \frac{4 \cdot 150}{15} \left( 1 + \frac{72 \cdot 2,263 \cdot 10^4 \cdot 10^4}{150^4 \cdot 33,785} \right) = 78,1,$$

здесь  $n_0 = \left[ \frac{l}{f} \right]$  – отношение пролета настила к его предельному прогибу,

так как по [1, табл. Е.1] для настила предельный прогиб равен  $\left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{150}$ , то

$n_0 = 150$ ;  $q_{\text{н}}^n$  – нормативная нагрузка на настил;  $E_1$  – цилиндрический модуль упругости, определяемый по формуле:

$$E_1 = \frac{E}{1 - \mu^2} = \frac{2,06 \cdot 10^4}{1 - 0,3^2} = 2,263 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2,$$

здесь  $E = 2,06 \cdot 10^4$  кН/см<sup>2</sup> – модуль упругости стали;  $\mu = 0,3$  – коэффициент Пуассона [2, табл. Г.10].

Определяем требуемую толщину настила

$$t_{\text{н}}^{\text{TP}} = l_{\text{н}} / k_{\text{н}} = 1100 / 78,1 = 14,09 \text{ мм.}$$

По сортаменту (прил. 2) принимаем толщину настила  $t_{\text{н}} = 16$  мм.

По результатам расчета настил получается невыгодным по расходу металла, так как толщина настила составляет  $t_{\text{н}} = 16$  мм  $>$  10 мм. Поэтому проектируем настил с подкрепляющими ребрами жесткости (рис. 20).

По сортаменту (прил. 2) принимаем в первом приближении толщину настила  $t_{\text{н}} = 8$  мм, толщину ребер жесткости  $t_{\text{р}} = 8$  мм, высоту ребер жесткости  $h_{\text{р}} = 80$  мм (высоту ребер  $h_{\text{р}}$  рекомендуется назначать кратной 10 мм).

По заданию сталь настила С245 по ГОСТ 27772-88 (табл. 11). Расчетное сопротивление стали по пределу текучести, определяемое по [2, табл. В.5] для стали С245 при толщине листового проката  $t_{\text{н}} = 8$  мм, составляет  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup>.

Определяем требуемый шаг ребер жесткости

$$a_{\text{р}}^{\text{TP}} = t_{\text{н}} k_{\text{н}} = 0,8 \cdot 78,1 = 62,48 \text{ см.}$$

Принимаем шаг ребер жесткости  $a_{\text{р}} = 60$  см (шаг ребер жесткости  $a_{\text{р}}$  рекомендуется назначать кратным 100 мм, реже 50 мм).

Расчетным сечением настила с подкрепляющими ребрами жесткости является тавровое сечение, которое включает ребро и участки настила шириной  $c_{\text{р}}$  по обе стороны от ребра (см. рис. 20).

Ширину участков  $c_p$  определяем по формуле:

$$c_p = 0,65 t_H \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 15,23 \text{ см.}$$

Ширина расчетного сечения

$$b_p = 2c_p + t_p = 2 \cdot 15,23 + 0,8 = 31,26 \text{ см} < a_p = 60 \text{ см.}$$

Если получаем  $b_p > a_p$ , то в дальнейших расчетах принимаем  $b_p = a_p$ .

Для проверки принятого сечения определяем его геометрические характеристики, при этом находим положение центра тяжести сечения.

Геометрические характеристики расчетного сечения:

$$A = b_p t_H + h_p t_p = 31,26 \cdot 0,8 + 8 \cdot 0,8 = 31,408 \text{ см}^2;$$

$$z = \frac{\sum S_{x1}}{A} = \frac{31,26 \cdot 0,8 \cdot (0,4 + 4)}{31,408} = 3,5 \text{ см};$$

$$J_x = \frac{31,26 \cdot 0,8^3}{12} + 31,26 \cdot 0,8 \cdot (0,4 + 0,5)^2 + \frac{0,8 \cdot 8^3}{12} + 0,8 \cdot 8 \cdot 3,5^2 = 134,12 \text{ см}^4;$$

$$W_x = J_x / y_{\max} = 134,12 / (3,5 + 4) = 17,88 \text{ см}^3.$$

Максимальные расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы для настила с равномерно распределенной нагрузкой определяем по формулам:

$$M_H = \frac{q_H a_p l_H^2}{8} = \frac{40,924 \cdot 0,6 \cdot 1,1^2}{8} = 3,7 \text{ кНм};$$

$$Q_H = \frac{q_H a_p l_H}{2} = \frac{40,924 \cdot 0,6 \cdot 1,1}{2} = 13,5 \text{ кН.}$$

Проверка прочности настила по нормальным напряжениям

$$y = \frac{M_H}{W_x} = \frac{3,7 \cdot 10^2}{17,88} = 20,7 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2 ,$$

где  $\gamma_c = 1$  – коэффициент условий работы [2, табл. 1].

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена с запасом 13 %.

Проверка прочности по касательным напряжениям на опоре:

$$\tau = \frac{Q_H}{h_p t_p} = \frac{13,5}{8 \cdot 0,8} = 2,11 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2 ,$$

где  $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали сдвигу [2, табл. 4].

Прочность по касательным напряжениям обеспечена.

Проверка жесткости настила

$$\frac{f}{l} = \frac{5q_n^n a_p l_n^3}{384EJ_x} = \frac{5 \cdot 33,785 \cdot 10^{-4} \cdot 60 \cdot 110^3}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 134,12} = \frac{1}{786} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{150}.$$

Жесткость настила обеспечена.

При невыполнении какой-либо проверки необходимо изменить толщину настила и сечения ребер и провести проверки прочности и жесткости для нового сечения. При выполнении проверок со значительными запасами в целях экономии металла рекомендуется пересмотреть принятые размеры настила и ребер в меньшую сторону.

Сварные швы, прикрепляющие настил к балкам настила рассчитываем на силу  $H$ . Силу  $H$ , растягивающую настил, определяем по формуле:

$$H = \gamma_f^{cp} \frac{\pi^2}{4} \left[ \frac{f}{l} \right]^2 E_1 t_H = 1,21 \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \left[ \frac{1}{150} \right]^2 \cdot 2,263 \cdot 10^4 \cdot 0,8 = 2,4 \text{ кН/см},$$

где  $\gamma_f^{cp} = q_n / q_n^n = 40,924 / 33,785 = 1,21$  – средний коэффициент надежности по нагрузке.

Настил приваривается к балкам настила внахлестку угловыми сварными швами. Сварка ручная, тип электрода Э42 [2, табл. Г.1].

Для определения опасного сечения сварного шва сравниваем следующие значения

$$R_{wf} \beta_f = 18 \cdot 0,7 = 12,6 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \beta_z = 16,65 \cdot 1 = 16,65 \text{ кН/см}^2,$$

где  $\beta_f = 0,7$  и  $\beta_z = 1$  – коэффициенты глубины проплавления [2, табл. 39];  $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу шва [2, табл. Г.2];  $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу границы сплавления [2, табл. 4];  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопротивление, определяемое по [2, табл. В.5] для стали С245 при  $t_H = 8 \text{ мм}$ .

Так как  $R_{wf} \beta_f = 12,6 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \beta_z = 16,65 \text{ кН/см}^2$ , то расчет ведем по металлу шва.

Определяем требуемый катет сварного шва по металлу шва

$$k_f = \frac{H}{\beta_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{2,4}{0,7 \cdot 18 \cdot 1} = 0,2 \text{ см} = 2 \text{ мм}.$$

Минимально допустимый катет шва, определяемый по [2, табл. 38] для нахлесточного соединения, составляет  $k_f^{\min} = 4 \text{ мм}$ .

Окончательно принимаем  $k_f = 4 \text{ мм}$ .

## 4 Расчет балки настила Б4

### 4.1 Статический расчет балки настила Б4

Расчетная схема балки настила Б4 представлена на рис. 21. Сбор нагрузок на балку настила производим в табличной форме (табл. 13) с учетом фактического собственного веса рассчитанного выше стального настила. Приведенную толщину настила определяем по формуле:

$$t_{\text{пр}} = t_{\text{н}} + (t_{\text{п}} h_{\text{п}} / a_{\text{п}}) = 0,8 + (0,8 \cdot 8 / 60) = 0,907 \text{ см.}$$

Нормативная нагрузка от собственного веса балки настила в первом приближении принимается  $q'_{\text{сб}} = 0,3 \dots 0,5 \text{ кН/м}^2$ . Коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса металлических конструкций  $\gamma_f = 1,05$  [1, табл. 7.1]. Плотность стали равна  $\gamma_s = 78,5 \text{ кН/м}^3$  [2, табл. Г.10].

Таблица 13

Нагрузка на балку настила Б4

№ п/п	Вид нагрузки	Усл. обозн.	Ед. изм.	Нормативная нагрузка	$\gamma_f$	Расчётная нагрузка
1	Собственный вес настила $t_{\text{пр}} \gamma_s = 0,00907 \cdot 78,5 = 0,712 \text{ кН/м}^2$	$q_{\text{сн}}$	кН/м <sup>2</sup>	0,712	1,05	0,748
2	Собственный вес балки настила	$q'_{\text{сб}}$	кН/м <sup>2</sup>	0,4	1,05	0,42
3	Постоянная нагрузка	$q_{\text{пост}}$	кН/м <sup>2</sup>	14	1,1	15,4
4	Временная нагрузка	$q_{\text{вр}}$	кН/м <sup>2</sup>	19	1,3	24,7
	Итого	$q'_{\text{б}}$	кН/м <sup>2</sup>	34,112	-	41,268

Погонная нормативная нагрузка на балку

$$\bar{q}_{\text{б}}^{n/} = q_{\text{б}}^{n/} a = 34,112 \cdot 1,2 = 40,935 \text{ кН/м.}$$

Погонная расчетная нагрузка на балку

$$\bar{q}_{\text{б}}^{/} = q_{\text{б}}^{/} a = 41,268 \cdot 1,2 = 49,522 \text{ кН/м.}$$

Максимальные расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы для разрезной балки с равномерно распределенной нагрузкой определяем по формулам:

$$M'_{\text{max}} = \frac{\bar{q}_{\text{б}}^{/} l^2}{8} = \frac{49,522 \cdot 4,8^2}{8} = 142,63 \text{ кНм;}$$

$$Q'_{\text{max}} = \frac{\bar{q}_{\text{б}}^{/} l}{2} = \frac{49,522 \cdot 4,8}{2} = 118,86 \text{ кН.}$$

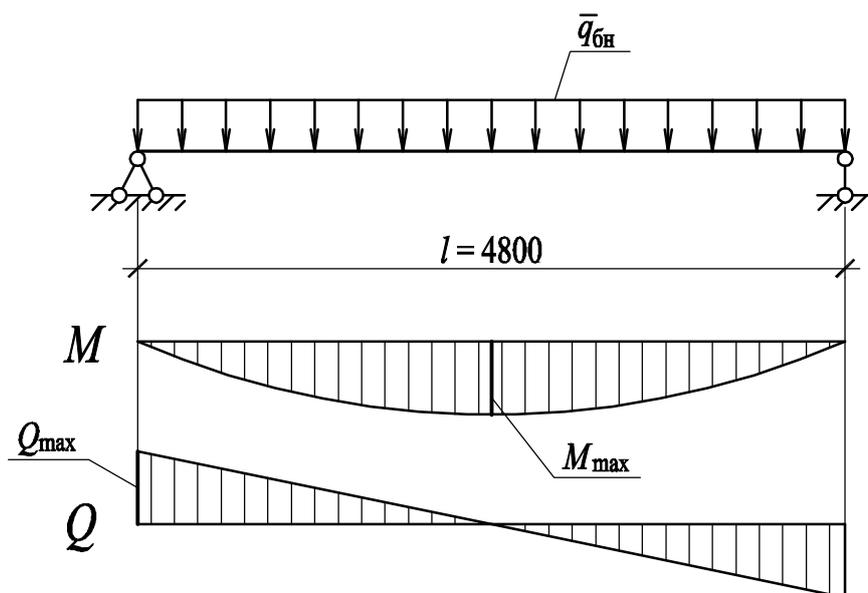


Рис. 21. Расчетная схема балки настила Б4

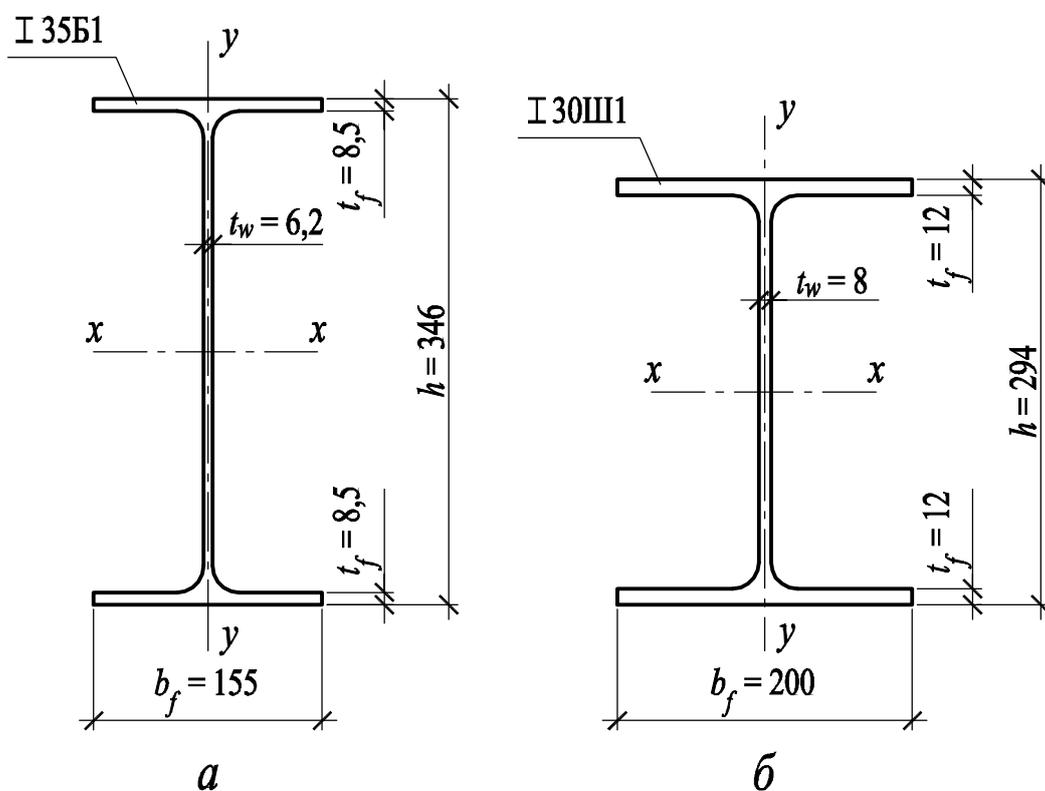


Рис. 22. Сечение балки настила Б4: а – вариант 1; б – вариант 2

## 4.2 Конструктивный расчет балки настила Б4

Подбираем сечение балки настила из стали С255 (табл. 11). Так как расчет балок настила ведем с учётом развития пластических деформаций [2, п. 8.2.3], то требуемый момент сопротивления сечения определяем по формуле:

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M'_{\text{max}}}{c_x R_y \gamma_c} = \frac{14263}{1,12 \cdot 24 \cdot 1} = 530,62 \text{ см}^3,$$

где  $c_x = 1,12$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, определяемый в первом приближении по [2, табл. Е.1] для двутаврового сечения при отношении  $A_f / A_w = 0,5$ ;  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали по пределу текучести, принимаемое по [2, табл. В.5] для стали балки настила С255 при толщине фасонного проката  $t_f = 2 \dots 20 \text{ мм}$ ;  $\gamma_c = 1$  – коэффициент условий работы [2, табл. 1].

Расчет балки настила выполняем по двум вариантам: вариант 1 – балку настила проектируем из двутавра с параллельными гранями полок типа Б (нормальный тип) по ГОСТ 26020–83, вариант 2 – балку настила проектируем из двутавра с параллельными гранями полок типа Ш (широкополочный двутавр) по СТО АСЧМ 20–93 (количество вариантов и типы подбираемых двутавров уточняются преподавателем).

### Вариант 1

По требуемому моменту сопротивления  $W_x^{\text{тр}} = 530,62 \text{ см}^3$  по сортаменту (прил. 3) принимаем двутавр I 35Б1 по ГОСТ 26020–83. Из сортамента выписываем геометрические характеристики подобранного сечения и собственный вес балки (рис. 22, а):

$$W_x = 581,7 \text{ см}^3; J_x = 10060 \text{ см}^4; A = 49,53 \text{ см}^2; h = 34,6 \text{ см};$$

$$b_f = 15,5 \text{ см}; t_f = 8,5 \text{ мм}; t_w = 6,2 \text{ мм}; q_{\text{сб}}^n = 0,389 \text{ кН/м}.$$

Для проведения проверок несущей способности балок уточняем нагрузки и усилия на балку настила с учетом ее фактического собственного веса.

Фактическая нормативная погонная нагрузка

$$q_{\text{б}}^n = \bar{q}_{\text{б}}^{n/} + (q_{\text{сб}}^n - q_{\text{сб}}^{n/} a) = 40,935 + (0,389 - 0,4 \cdot 1,2) = 40,844 \text{ кН/м}.$$

Фактическая расчетная погонная нагрузка

$$q_{\text{б}} = \bar{q}_{\text{б}}^{/} + \gamma_f (q_{\text{сб}}^n - q_{\text{сб}}^{n/} a) = 49,522 + 1,05 \cdot (0,389 - 0,4 \cdot 1,2) = 49,427 \text{ кН/м}.$$

Фактические расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы

$$M_{\text{max}} = \frac{49,427 \cdot 4,8^2}{8} = 142,35 \text{ кНм}; \quad Q_{\text{max}} = \frac{49,427 \cdot 4,8}{2} = 118,63 \text{ кН}.$$

По [2, табл. Е.1] уточняем интерполяцией коэффициент  $c_x = 1,113$  при фактическом отношении площади полки к площади стенке, равному

$$A_f / A_w = 13,175 / 23,18 = 0,569 ,$$

где  $A_f = b_f t_f = 15,5 \cdot 0,85 = 13,175 \text{ см}^2$ ;  $A_w = A - 2A_f = 49,53 - 2 \cdot 13,175 = 23,18 \text{ см}^2$ .

По [2, табл. В.5] уточняем расчетное сопротивление стали по пределу текучести  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$  при толщине полки  $t_f = 8,5 \text{ мм}$ .

Проверка прочности балки по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_x W_x} = \frac{14235}{1,113 \cdot 581,7} = 21,99 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2 .$$

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена с запасом 8 %.

Проверка прочности балки по касательным напряжениям

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{A_w} = \frac{118,63}{23,18} = 5,12 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2 ,$$

где  $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали сдвигу. Прочность по касательным напряжениям обеспечена.

Проверку жесткости балки выполняем на нормативную нагрузку (проверка по второй группе предельных состояний)

$$\frac{f}{l} = \frac{5q_6^n l^3}{384EJ_x} = \frac{5 \cdot 40,844 \cdot 10^{-2} \cdot 480^3}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 10060} = \frac{1}{352} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{180} ,$$

где  $\left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{180}$  – предельный прогиб, определяемый интерполяцией по [1, табл. Е.1] в зависимости от пролета балки настила: при пролете балки  $l = 3 \text{ м}$  предельный прогиб равен  $\left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{150}$ , при пролете балки  $l = 6 \text{ м}$  –

$$\left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200} .$$

Жесткость балки обеспечена. При невыполнении данной проверки необходимо увеличить сечение балки и провести проверку жесткости для нового сечения.

Общую устойчивость балки настила согласно [2, п. 8.4.4, а] проверять не требуется, т. к. она обеспечена сплошным жестким настилом, непрерывно опирающимся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанным сварными швами.

Проверки местной устойчивости стенки и сжатого пояса прокатной балки настила не требуются, так как они обеспечены их толщинами, принятыми из условий проката.

## Вариант 2

По требуемому моменту сопротивления  $W_x^{\text{тр}} = 530,62 \text{ см}^3$  по сортаменту (прил. 3) принимаем двутавр I 30Ш1 по СТО АСЧМ 20–93. Из сортамента

выписываем геометрические характеристики подобранного сечения и собственный вес балки (рис. 22, б):

$$W_x = 771,3 \text{ см}^3; J_x = 11339 \text{ см}^4; A = 72,38 \text{ см}^2; h = 29,4 \text{ см};$$

$$b_f = 20,0 \text{ см}; t_f = 12,0 \text{ мм}; t_w = 8,0 \text{ мм}; \bar{q}_{сб}^n = 0,568 \text{ кН/м}.$$

Уточняем нагрузки и усилия на балку настила с учетом ее фактического собственного веса. Фактическая нормативная погонная нагрузка

$$q_6^n = \bar{q}_6^{n/} + (q_{сб}^n - q_{сб}^{n/} a) = 40,935 + (0,568 - 0,4 \cdot 1,2) = 41,023 \text{ кН/м}.$$

Фактическая расчетная погонная нагрузка

$$q_6 = \bar{q}_6^{/} + \gamma_f (q_{сб}^n - q_{сб}^{n/} a) = 49,522 + 1,05 \cdot (0,568 - 0,4 \cdot 1,2) = 49,615 \text{ кН/м}.$$

Фактические расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы

$$M_{\max} = \frac{49,615 \cdot 4,8^2}{8} = 142,89 \text{ кНм}; Q_{\max} = \frac{49,615 \cdot 4,8}{2} = 119,08 \text{ кН}.$$

По [2, табл. Е.1] уточняем интерполяцией коэффициент  $c_x = 1,072$  при фактическом отношении площади полки к площади стенке, равном

$$A_f / A_w = 24 / 24,38 = 0,984,$$

где  $A_f = b_f t_f = 20 \cdot 1,2 = 24 \text{ см}^2$ ;  $A_w = A - 2A_f = 72,38 - 2 \cdot 24 = 24,38 \text{ см}^2$ .

По [2, табл. В.5] уточняем расчетное сопротивление стали по пределу текучести  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$  при толщине полки  $t_f = 12 \text{ мм}$ .

Проверка прочности балки по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_x W_x} = \frac{14289}{1,072 \cdot 771,3} = 17,28 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена с запасом 16 %.

Проверка прочности балки по касательным напряжениям

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{A_w} = \frac{119,08}{24,38} = 4,89 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по касательным напряжениям обеспечена.

Проверку жесткости балки выполняем на нормативную нагрузку

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \bar{q}_6^n l^3}{384 E J_x} = \frac{5 \cdot 41,023 \cdot 10^{-2} \cdot 480^3}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 11339} = \frac{1}{395} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{180}.$$

Жесткость балки обеспечена.

Указания на проверки общей и местной устойчивости рассмотрены в первом варианте расчета балки настила.

Сравниваем подобранные сечения балок настила по массе: вариант 1 – масса двутавра I35Б1 по ГОСТ 26020–83 равна 38,9 кг/м, вариант 2 – масса двутавра I 30Ш1 по СТО АСЧМ 20–93 равна 56,8 кг/м. По расходу стали наиболее экономичным является первый вариант сечения балки, поэтому

окончательно для балок настила принимаем двутавр типа Б (нормального типа) I35Б1 по ГОСТ 26020–83.

## 5 Расчет главной балки Г2

### 5.1 Статический расчёт главной балки Г2

Главная балка Г2 по расчетной схеме является однопролетной шарнирно опертой балкой, загруженной опорными реакциями от опирающихся на нее с двух сторон балок настила (рис. 23, а), и собственным весом в виде равномерно распределенной нагрузки. Равномерное и частое расположение балок настила на главной балке позволяет перейти от действительной схемы балки к условной схеме, когда опорные реакции заменяем эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой, определенной с соответствующей грузовой площади (рис. 23, б). Сбор нагрузок на главную балку выполняем в табличной форме (табл. 14) с учетом фактического собственного веса рассчитанного выше настила и балки настила Б2. Нормативную нагрузку от собственного веса главной балки принимаем 2 % от действующей на нее нагрузки.

Таблица 14

Нагрузка на главную балку Г2

№ п/п	Вид нагрузки	Усл. обозн.	Ед. изм.	Нормативная нагрузка	$\gamma_f$	Расчетная нагрузка
1	Собственный вес настила $t_{пр} \gamma_s = 0,00907 \cdot 78,5 = 0,712 \text{ кН/м}^2$	$q_{сн}$	кН/м <sup>2</sup>	0,712	1,05	0,748
2	Собственный вес балки настила $\bar{q}_{сб}^n / a = 0,389 / 1,2 = 0,324 \text{ кН/м}^2$	$q_{сб}$	кН/м <sup>2</sup>	0,324	1,05	0,34
3	Постоянная нагрузка	$q_{пост}$	кН/м <sup>2</sup>	14	1,1	15,4
4	Временная нагрузка	$q_{вр}$	кН/м <sup>2</sup>	19	1,3	24,7
5	Итого		кН/м <sup>2</sup>	34,036	-	41,188
6	Собственный вес главной балки $0,02 \cdot 41,188 = 0,824 \text{ кН/м}^2$	$q'_{сб}$	кН/м <sup>2</sup>	0,824	1,05	0,866
	Всего	$q_{Гб}$	кН/м <sup>2</sup>	34,86	-	42,054

Погонная нормативная нагрузка на главную балку

$$\bar{q}_{Гб}^n = q_{Гб}^n l = 34,86 \cdot 4,8 = 167,33 \text{ кН/м.}$$

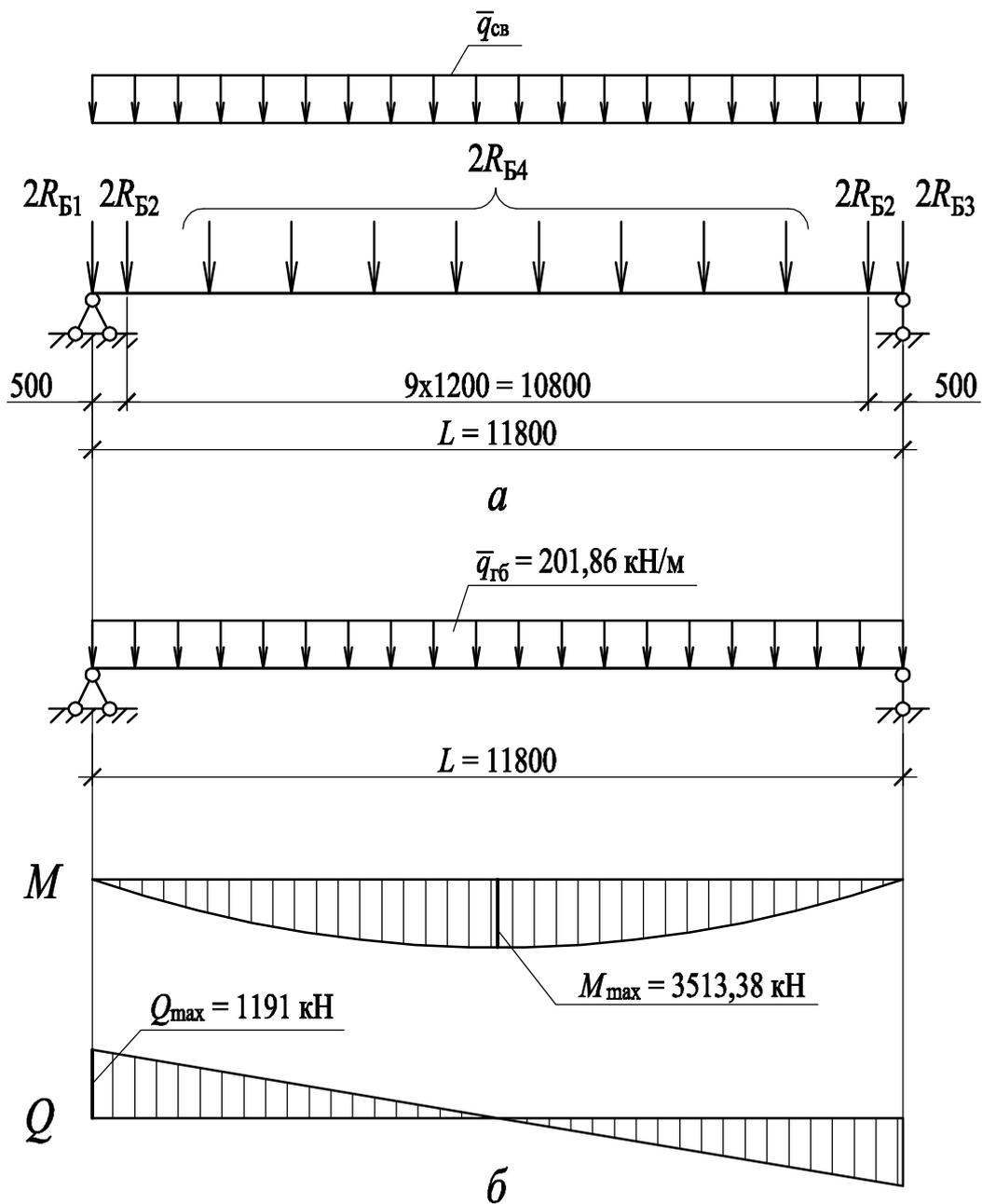


Рис. 23. Расчетная схема главной балки Г2:  
*a* – действительная схема; *б* – условная схема

Погонная расчетная нагрузка

$$\bar{q}_{гб} = q_{гб} l = 42,054 \cdot 4,8 = 201,86 \text{ кН/м.}$$

Максимальные расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы для главной балки

$$M_{\max} = \frac{\bar{q}_{гб} L^2}{8} = \frac{201,86 \cdot 11,8^2}{8} = 3513,38 \text{ кНм;}$$

$$Q_{\max} = \frac{\bar{q}_{гб} L}{2} = \frac{201,86 \cdot 11,8}{2} = 1191 \text{ кН.}$$

## 5.2 Конструктивный расчет главной балки Г2

По исходным данным на проектирование (табл. 11) главная балка бистальная – сталь поясов С345, сталь стенки С255 по ГОСТ 27772–88.

Требуемый момент сопротивления главной балки

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{R_{yf} \gamma_c} = \frac{3513,38 \cdot 10^2}{30 \cdot 1} = 11711,3 \text{ см}^3,$$

где  $R_{yf} = 30 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали по пределу текучести, принимаемое по [2, табл. В.5] для стали поясов главной балки С345 при толщине листового проката  $t_f = 20 \dots 40 \text{ мм}$ ;  $\gamma_c = 1$  – коэффициент условий работы [2, табл. 1].

Устанавливаем минимальную высоту балки из условия жесткости

$$h_{\min} = \frac{R_{yf} L}{5 \gamma_f^{\text{сп}} E \left[ \frac{f}{L} \right]} = \frac{30 \cdot 1180}{5 \cdot 1,206 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot \frac{1}{249}} = 70,96 \text{ см ,}$$

где  $\gamma_f^{\text{сп}} = q_{гб} / q_{гб}^n = 42,054 / 34,86 = 1,206$  – средний коэффициент надежности по нагрузке;  $\left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{249}$  – предельный прогиб, определяемый интерполяцией по [1, табл. Е.1] в зависимости от пролета главной балки: при пролете балки  $L = 6 \text{ м}$  предельный прогиб равен  $\left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{200}$ , при пролете балки

$L = 24 \text{ м (12 м)} - \left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{250}$ , при пролете балки  $L \geq 36 \text{ м (24 м)} - \left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{300}$

(цифры, указанные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно; высоту помещения  $H$  – см. табл. 11).

Для определения оптимальной высоты балки предварительно находим по эмпирической формуле требуемую толщину стенки

$$t_w^{\text{TP}} = 7 + 3h_{\min} = 7 + 3 \cdot 0,7096 = 9,13 \text{ мм.}$$

По сортаменту листового проката (прил. 2) принимаем предварительно толщину стенки  $t_w = 10 \text{ мм}$ .

Из экономических соображений определяем оптимальную высоту балки

$$h_{\text{опт}} = k \sqrt{\frac{W_x^{\text{TP}}}{t_w}} = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{11711,3}{1}} = 129,9 \text{ см.}$$

По ГОСТ 19903–74\* (прил. 2) из условия  $h_{\min} < h_{ef} \leq h_{\text{опт}}$  окончательно принимаем высоту стенки  $h_{ef} = 1250 \text{ мм}$ .

Минимальную толщину стенки из условия ее работы на срез определяем по формуле

$$t_w^{\text{ср}} = \frac{1,2Q_{\max}}{h_{ef} R_{sw} \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 1191}{125 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,82 \text{ см,}$$

где  $R_{sw} = 0,58R_{yw} = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали сдвигу, здесь  $R_{yw} = 24 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали по пределу текучести, принимаемое по [2, табл. В.5] для стали стенки главной балки С245 при толщине листового проката  $t_w = 10 \text{ мм}$ .

Минимальную толщину стенки из условия обеспечения ее местной устойчивости без дополнительного укрепления стенки продольными ребрами жесткости определяем по формуле:

$$t_w^{\min} = \frac{h_{ef}}{5,5} \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}} = \frac{125}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,78 \text{ см.}$$

В соответствии с прил. 2 с учетом ранее назначенного и минимально допустимых значений окончательно принимаем толщину стенки  $t_w = 10 \text{ мм}$ .

Требуемая площадь одной полки

$$A_f^{\text{TP}} = \frac{W_x^{\text{TP}} - W_w m}{h_{ef}} = \frac{11711,3 - 0,63 \cdot 2604,17}{125} = 80,57 \text{ см}^2,$$

где  $W_w = \frac{t_w h_{ef}^2}{6} = \frac{1 \cdot 125^2}{6} = 2604,17 \text{ см}^3$  – момент сопротивления стенки;

$$m = \frac{3R_{yw}}{2R_{yf}} \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{R_{yw}}{R_{yf}} \right)^2 \right] = \frac{3 \cdot 24}{2 \cdot 30} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{24}{30} \right)^2 \right] = 0,63.$$

Ширину полки главной балки назначаем из следующих условий

$$b_f \geq 18 \text{ см; } b_f = (1/3 \dots 1/5) h_{ef} = (1/3 \dots 1/5) \cdot 125 = 41,7 \dots 25 \text{ см.}$$

По сортаменту листового проката (прил. 2) принимаем ширину полки главной балки  $b_f = 380 \text{ мм}$ .

Толщину полки назначаем из следующих условий:

$$t_f \geq A_f^{\text{TP}} / b_f = 80,57 / 36 = 2,12 \text{ см}; \quad t_f > t_w = 10 \text{ мм}; \quad t_f \leq 3t_w = 3 \cdot 10 = 30 \text{ мм}.$$

По сортаменту (прил. 2) принимаем толщину полки  $t_f = 22 \text{ мм}$ .

Подобранное сечение главной балки показано на рис. 24, а. Определяем геометрические характеристики сечения:

$$J_x = 2 \left[ \frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left( \frac{t_f + h_{ef}}{2} \right)^2 \right] + \frac{t_w h_{ef}^3}{12} =$$

$$= 2 \cdot \left[ \frac{38 \cdot 2,2^3}{12} + 38 \cdot 2,2 \cdot \left( \frac{2,2 + 125}{2} \right)^2 \right] + \frac{1 \cdot 125^3}{12} = 839145,1 \text{ см}^4;$$

$$h = h_{ef} + 2t_f = 125 + 2 \cdot 2,2 = 129,4 \text{ см}; \quad W_x = \frac{2J_x}{h} = \frac{2 \cdot 839145,1}{129,4} = 12969,7 \text{ см}^3;$$

$$S_x = b_f t_f \left( \frac{h_{ef} + t_f}{2} \right) + \frac{h_{ef}^2 t_w}{8} = 38 \cdot 2,2 \cdot \left( \frac{125 + 2,2}{2} \right) + \frac{125^2 \cdot 1}{8} = 7270 \text{ см}^3.$$

По [2, табл. В.5] уточняем расчетные сопротивления сталей по пределу текучести:  $R_{yf} = 30 \text{ кН/см}^2$  при толщине полки  $t_f = 22 \text{ мм}$  и  $R_{yw} = 24 \text{ кН/см}^2$  при толщине стенки  $t_w = 10 \text{ мм}$ .

Проверка прочности главной балки по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{3513,38 \cdot 10^2}{12969,7} = 27,09 \text{ кН/см}^2 < R_{yf} \gamma_c = 30 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена, запас прочности составляет 9 %.

Проверка прочности по касательным напряжениям

$$\tau = \frac{Q_{\max} S_x}{J_x t_w} = \frac{1191 \cdot 7270}{839145,1 \cdot 1} = 10,32 \text{ кН/см}^2 < R_{sw} \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2,$$

где  $R_{sw} = 0,58 R_{yw} = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали стенки на сдвиг. Прочность по касательным напряжениям обеспечена.

Проверка жесткости главной балки

$$\frac{f}{L} = \frac{M^n L}{10 \alpha E J_x} = \frac{2912,4 \cdot 10^2 \cdot 1180}{10 \cdot 0,85 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 839145,1} = \frac{1}{427} < \left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{249},$$

где  $\alpha = 0,8 \dots 0,9$  – коэффициент, учитывающий уменьшение сечения балки у опор;  $M^n$  – изгибающий момент от нормативной нагрузки

$$M^n = \frac{\bar{q}_{\text{гб}}^n L^2}{8} = \frac{167,33 \cdot 11,8^2}{8} = 2912,4 \text{ кНм}.$$

Жесткость балки обеспечена.

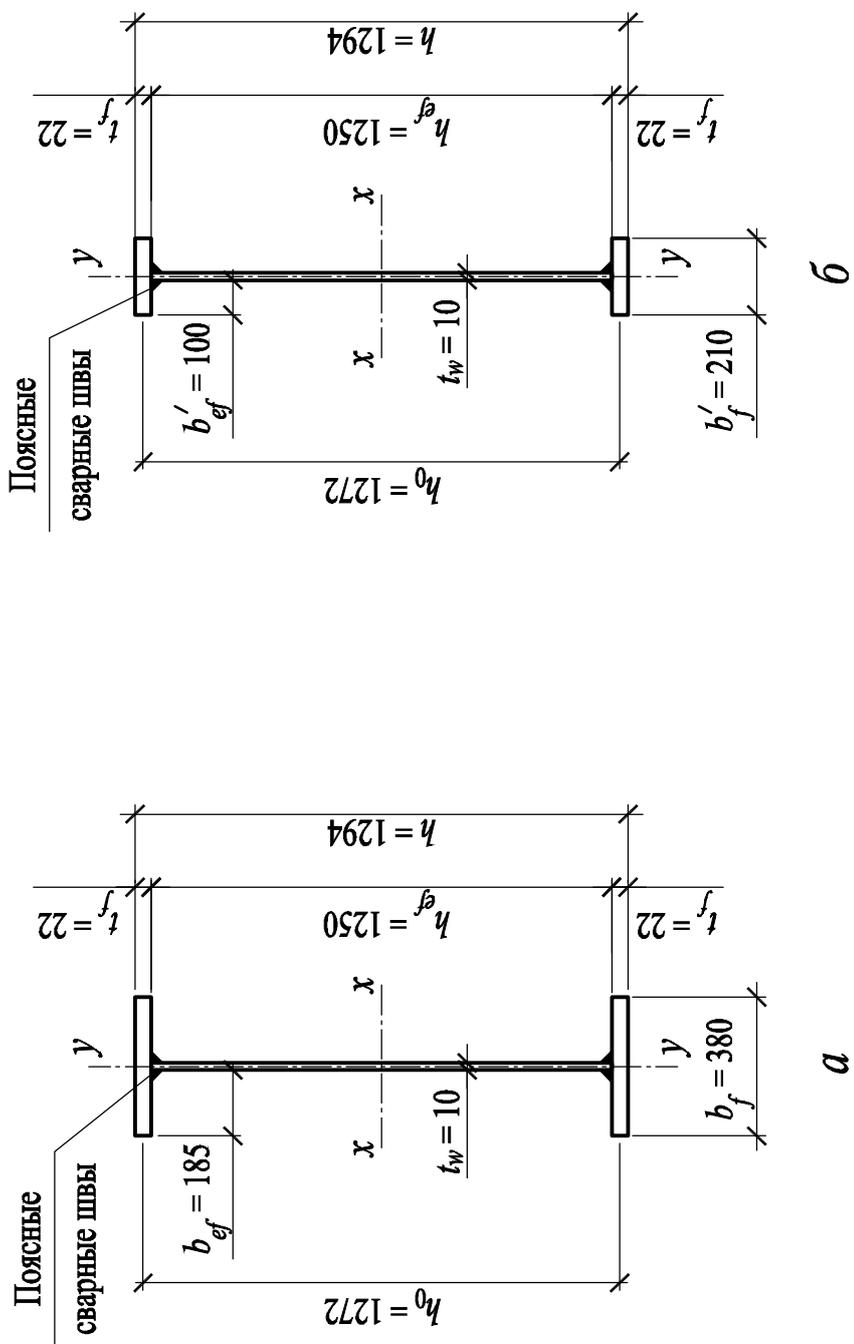


Рис. 24. Сечение главной балки Г2: *a* — в средней части пролета; *б* — на опоре

Главная балка раскреплена в горизонтальной плоскости балками настила. Согласно [2, п. 8.4.4(б)] общую устойчивость главной балки следует считать обеспеченной, если условная гибкость сжатого пояса балки не превышает предельно допустимого значения

$$\bar{\lambda}_b = (l_{ef} / b_f) \sqrt{R_{yf} / E} \leq \bar{\lambda}_{ub}$$

где  $l_{ef}$  – расчетная длина сжатого пояса балки (расстояние между точками закрепления балки из плоскости), в курсовом проекте расчетная длина равна шагу балок настила  $l_{ef} = a$ ;  $\bar{\lambda}_{ub}$  – предельное значение, определяемое по [2, табл. 11].

Для проверки условия находим следующие значения:

$$\bar{\lambda}_b = (l_{ef} / b_f) \sqrt{R_{yf} / E} = (120 / 38) \cdot \sqrt{30 / 2,06 \cdot 10^4} = 0,12 ;$$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{ub} &= \left[ 0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0} \right] = \\ &= \left[ 0,41 + 0,0032 \cdot 19 + (0,73 - 0,016 \cdot 19) \cdot \frac{38}{127} \right] = 0,598 , \end{aligned}$$

где  $\frac{b_f}{t_f} = \frac{38}{2} = 19 > 15$  (при  $\frac{b_f}{t_f} < 15$  следует принимать  $\frac{b_f}{t_f} = 15$ );  $h_0 = h_{ef} + t_f = 125 + 2 = 127$  см – расстояние между осями поясных листов.

Так как  $\bar{\lambda}_b = 0,12 < \bar{\lambda}_{ub} = 0,598$ , то общая устойчивость главной балки обеспечена.

До проведения остальных проверок для главной балки (проверки местной устойчивости полки и стенки) необходимо выполнить расчет изменения ее сечения.

### 5.3 Изменение сечения главной балки Г2

Сечение главной балки изменяем путем уменьшения ширины поясов на расстоянии  $x \approx 1/6 L = 11,8 / 6 = 1,96$  м от опоры. Так как размер  $x$  окончательно назначается кратным 100 мм, то принимаем расстояние  $x = 2$  м. Назначенное место изменения сечения не совпадает с местом примыкания поперечных ребер жесткости (см. п. 5.5), расстояние от места стыка поясных листов до ближайшего поперечного ребра удовлетворяет условию  $300 \text{ мм} > 10t_w = 10 \cdot 10 = 100 \text{ мм}$ .

Размеры поясных листов в месте изменения сечения назначаем из следующих условий:

$$b'_f \geq 180 \text{ мм}; \quad b'_f \geq 0,5b_f = 0,5 \cdot 380 = 190 \text{ мм}; \quad b'_f \geq 0,1h = 0,1 \cdot 1250 = 125 \text{ мм};$$

$$A'_f \approx (0,5 \dots 0,6) A_f = (0,5 \dots 0,6) \cdot 83,6 = 41,8 \dots 50,16 \text{ см}^2.$$

По сортаменту листового проката (прил. 2) принимаем ширину полки в месте изменения сечения  $b'_f = 210 \text{ мм}$  (рис. 24, б).

Геометрические характеристики измененного сечения:

$$J'_x = 2 \left[ \frac{b'_f t_f^3}{12} + b'_f t_f \left( \frac{t_f + h_{ef}}{2} \right)^2 \right] + \frac{t_w h_{ef}^3}{12} =$$

$$= 2 \cdot \left[ \frac{21 \cdot 2,2^3}{12} + 21 \cdot 2,2 \cdot \left( \frac{2,2 + 125}{2} \right)^2 \right] + \frac{1 \cdot 125^3}{12} = 536551,9 \text{ см}^4;$$

$$W'_x = \frac{2J'_x}{h} = \frac{2 \cdot 536551,9}{129,4} = 8292,9 \text{ см}^3;$$

$$S'_x = b'_f t_f \left( \frac{h_{ef} + t_f}{2} \right) + \frac{h_{ef}^2 t_w}{8} = 21 \cdot 2,2 \cdot \left( \frac{125 + 2,2}{2} \right) + \frac{125^2 \cdot 1}{8} = 4891 \text{ см}^3.$$

Расчетные усилия в месте изменения сечения главной балки (рис. 25)

$$M_x = \frac{\bar{q}_{гб} x(L-x)}{2} = \frac{201,86 \cdot 2 \cdot (11,8 - 2)}{2} = 1978,3 \text{ кНм};$$

$$Q_x = \bar{q}_{гб} \left( \frac{L}{2} - x \right) = 201,86 \cdot \left( \frac{11,8}{2} - 2 \right) = 787,3 \text{ кН}.$$

Проверка прочности измененного сечения по нормальным напряжениям

$$\sigma'_x = \frac{M_x}{W'_x} = \frac{1978,3 \cdot 10^2}{8292,9} = 23,86 \text{ кН/см}^2 < R_{yf} \gamma_c = 30 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена.

Проверка прочности по касательным напряжениям

$$\tau'_x = \frac{Q_x S'_x}{J'_x t_w} = \frac{787,3 \cdot 4891}{536551,9 \cdot 1} = 7,18 \text{ кН/см}^2 < R_{sw} \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по касательным напряжениям обеспечена.

Нормальные напряжения на уровне поясных швов

$$\sigma'_{x,w} = \sigma'_x \frac{h_{ef}}{h} = 23,86 \cdot \frac{125}{129,4} = 23,05 \text{ кН/см}^2.$$

Средние касательные напряжения в стенке

$$\tau'_{x,w} = \frac{Q_x}{h_{ef} t_w} = \frac{787,3}{125 \cdot 1} = 6,3 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка приведенных напряжений на уровне поясных швов

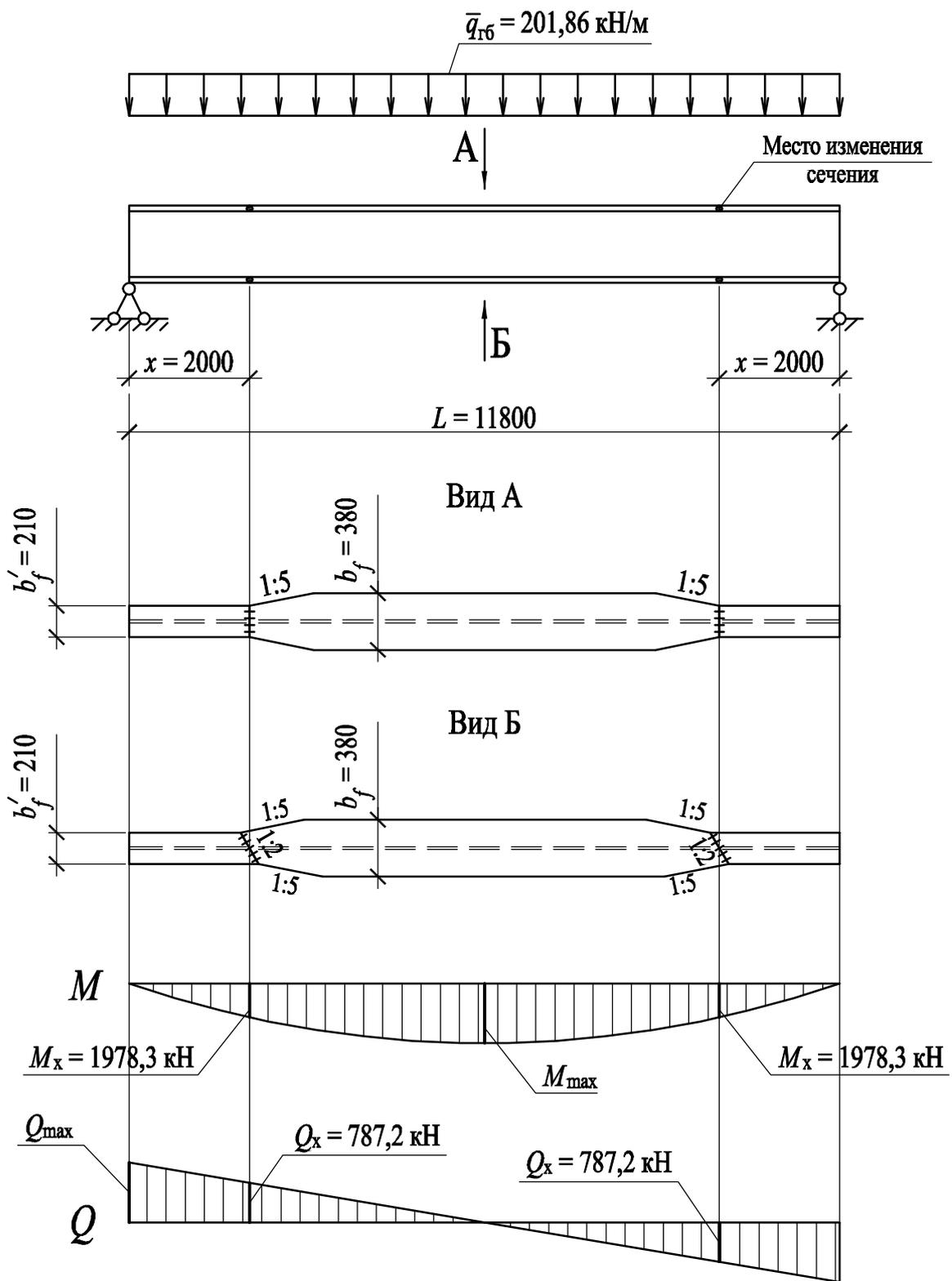


Рис. 25. Изменение сечения главной балки Г2 по длине

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{прив}} &= \sqrt{\left(\sigma'_{x,w}\right)^2 + 3\left(\tau'_{x,w}\right)^2} = \sqrt{23,05^2 + 3 \cdot 6,3^2} = \\ &= 25,5 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_{yw} \gamma_c = 1,15 \cdot 24 \cdot 1 = 27,6 \text{ кН/см}^2.\end{aligned}$$

Принятое измененное сечение удовлетворяет условию прочности.

Проверяем прочность главной балки по касательным напряжениям на опоре для измененного сечения

$$\tau'_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{max}} S_x'}{J_x' t_w} = \frac{1191 \cdot 4891}{5365519 \cdot 1} = 10,86 \text{ кН/см}^2 < R_{sw} \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем общую устойчивость измененного сечения балки

$$\bar{\lambda}_b' = (l_{ef}' / b_f') \sqrt{R_{yf}' / E} = (120 / 21) \cdot \sqrt{30 / 2,06 \cdot 10^4} = 0,218 ;$$

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_{ub}' &= \left[ 0,41 + 0,0032 \frac{b_f'}{t_f} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{b_f'}{t_f} \right) \frac{b_f'}{h_0} \right] = \\ &= \left[ 0,41 + 0,0032 \cdot 15 + (0,73 - 0,016 \cdot 15) \cdot \frac{21}{127} \right] = 0,539 ,\end{aligned}$$

где  $\frac{b_f'}{t_f} = \frac{21}{2} = 10,5 < 15$ , поэтому в расчетах принимаем  $\frac{b_f'}{t_f} = 15$ .

Так как  $\bar{\lambda}_b' = 0,218 < \bar{\lambda}_{ub}' = 0,539$ , то общая устойчивость главной балки в уменьшенном сечении обеспечена.

В измененном сечении балки стык верхнего пояса выполняем прямым швом, а нижнего пояса косым швом, равнопрочным основному металлу.

#### 5.4 Проверка местной устойчивости пояса главной балки Г2

Определяем условную гибкость свеса пояса и сравниваем ее с предельной гибкостью, принимаемой по [2, п. 8.5.18]

$$\bar{\lambda}_f = (b_{ef}' / t_f) \sqrt{R_{yf}' / E} = (18,5 / 2) \cdot \sqrt{30 / 2,06 \cdot 10^4} = 0,321 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,526 ,$$

где  $b_{ef}' = (b_f - t_w) / 2 = (38 - 1) / 2 = 18,5 \text{ см}$ ;  $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_{yf}' / \sigma_c} =$

$$= 0,5 \cdot \sqrt{30 / 27,09} = 0,526, \text{ здесь } \sigma_c = \frac{M_{\text{max}}}{W_x} = \frac{3513,38 \cdot 10^2}{12969,7} = 27,09 \text{ кН/см}^2.$$

Так как  $\bar{\lambda}_f = 0,321 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,526$ , то местная устойчивость пояса обеспечена (местная устойчивость сжатого пояса была обеспечена еще на этапе

подбора сечения главной балки благодаря надлежащему выбору отношения свеса пояса к его толщине).

## 5.5 Проверка местной устойчивости стенки главной балки Г2

Определяем условную гибкость стенки и сравниваем ее с предельной гибкостью, принимаемой по [2, п. 8.5.1]

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}} = \frac{125}{1} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,27 > \bar{\lambda}_{uw} = 2,5.$$

При  $\sigma_{loc} \neq 0$  и  $\bar{\lambda}_w = 4,27 > \bar{\lambda}_{uw} = 2,5$  необходима проверка местной устойчивости стенки.

Так как  $\bar{\lambda}_w = 4,27 > 3,2$ , то стенку главной балки укрепляем поперечными ребрами жесткости. Расстояние между ребрами жесткости в соответствии с [2, п. 8.5.9] при условной гибкости  $\bar{\lambda}_w = 4,27 > 3,2$  не должно превышать  $a_{max} = 2h_{ef} = 2 \cdot 1,25 = 2,5 \text{ м} < 3 \text{ м}$  (из опыта проектирования балок максимальный шаг ребер жесткости рекомендуется назначать не более 3 м).

С использованием поперечных ребер жесткости в дальнейшем будут запроектированы узлы сопряжения балок настила с главными балками. В целях унификации узлов сопряжения балок поперечные ребра жесткости в главной балке устанавливаем под каждой балкой настила, т.е. окончательно принимаем шаг ребер жесткости равным шагу балок настила  $a = 1,2 \text{ м} < a_{max} = 2,5 \text{ м}$ . Схема расстановки поперечных ребер жесткости по длине главной балки показана на рис. 26.

Поперечные ребра жесткости делят стенку главной балки на отдельные отсеки. Так как по всей длине балки поперечные ребра жесткости устанавливаем в местах действия сосредоточенных сил от балок настила, то в каждом отсеке местные напряжения смятия равны нулю  $\sigma_{loc} = 0$ , и предельная гибкость стенки в соответствии с [2, п. 8.5.1] становится равной  $\bar{\lambda}_{uw} = 3,5$ . При  $\bar{\lambda}_w = 4,27 > \bar{\lambda}_{uw} = 3,5$  необходима проверка местной устойчивости стенки в отсеках главной балки. Ввиду симметрии главной балки относительно середины пролета проверку выполняем в шести отсеках.

Проверяем местную устойчивость стенки 1-го отсека. Длина 1-го отсека меньше его высоты  $a_1 = 0,5 \text{ м} < h_{ef} = 1,2 \text{ м}$ , поэтому момент и поперечную силу для 1-го отсека определяем по его середине  $x_1 = a_1 / 2 = 0,5 / 2 = 0,25 \text{ м}$  (см. рис. 26):

$$M_{x_1} = \frac{\bar{q}_{Г\sigma} x_1 (L - x_1)}{2} = \frac{201,86 \cdot 0,25 \cdot (11,8 - 0,25)}{2} = 291,44 \text{ кНм};$$

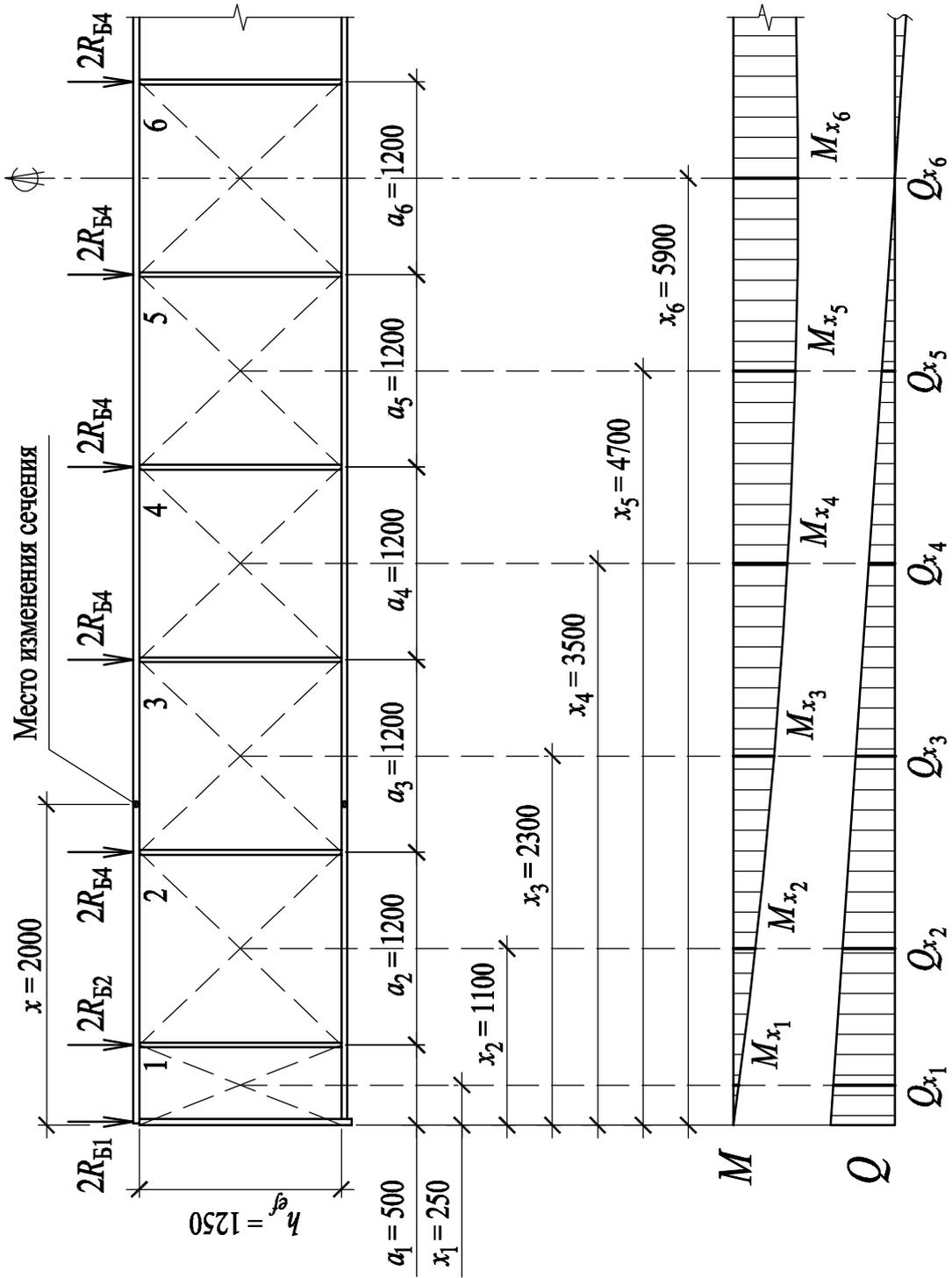


Рис. 26. К проверке местной устойчивости стенки главной балки Г2

$$Q_{x_1} = \bar{q}_{\text{ГБ}} \left( \frac{L}{2} - x_1 \right) = 201,86 \cdot \left( \frac{11,8}{2} - 0,25 \right) = 1140,51 \text{ кН.}$$

Нормальное сжимающее напряжение в отсеке у верхней границы стенки

$$\sigma = \frac{M_{x_1} h_{ef}}{W'_x h} = \frac{29144 \cdot 125}{8292,9 \cdot 129,4} = 3,4 \text{ кН/см}^2,$$

где  $W'_x = 8292,9 \text{ см}^3$  – момент сопротивления в измененном сечении, принимаемый при проверке 1-го отсека, так как  $x_1 = 0,25 \text{ м} < x = 2 \text{ м}$ .

Среднее касательное напряжение в отсеке

$$\tau = \frac{Q_{x_1}}{h_{ef} t_w} = \frac{1140,51}{125 \cdot 1} = 9,13 \text{ кН/см}^2.$$

Критическое нормальное напряжение при отсутствии местного напряжения в отсеке определяем по [2, форм. (81)]

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_{yw}}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{32,27 \cdot 24}{4,27^2} = 42,47 \text{ кН/см}^2,$$

где  $c_{cr} = 32,27$  – коэффициент, определяемый интерполяцией по [2, табл. 12] в зависимости от значения коэффициента  $\delta$ , вычисляемого по [2, форм. (84)]

$$\delta = \frac{\beta b'_f}{h_{ef}} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 = \frac{0,8 \cdot 21}{125} \cdot \left( \frac{2,2}{1} \right)^3 = 1,431,$$

здесь  $\beta = 0,8$  – коэффициент, принимаемый по [2, табл. 13];  $b'_f = 210 \text{ мм}$  – ширина пояса в измененном сечении, принимаемая при проверке 1-го отсека, так как  $x_1 = 0,25 \text{ м} < x = 2 \text{ м}$ .

Критическое касательное напряжение определяем по [2, форм. (83)]

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_{sw}}{\bar{\lambda}_d^2} = 10,3 \cdot \left( 1 + \frac{0,76}{2,5^2} \right) \cdot \frac{0,58 \cdot 24}{1,7^2} = 55,64 \text{ кН/см}^2,$$

где  $\mu = d_{\text{max}} / d = 125 / 50 = 2,5$  – отношение большей стороны отсека  $d_{\text{max}}$  к меньшей стороне  $d$ ;  $\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}} = \frac{50}{1} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,7$ .

Проверяем местную устойчивость стенки 1-го отсека

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} = \sqrt{(3,4 / 42,47)^2 + (9,13 / 55,64)^2} = 0,183 < \gamma_c = 1.$$

Местная устойчивость стенки 1-го отсека обеспечена.

В остальных пяти отсеках местную устойчивость стенки проверяем по аналогичной методике. Проверку местной устойчивости стенки во всех рас-

четных отсеках представляем в табличной форме (табл. 15). Результаты расчетов показали, что местная устойчивость стенки в отсеках обеспечена.

Сталь поперечных ребер жесткости принимаем такой же, как сталь стенки главной балки. В соответствии с табл. 11 назначаем сталь поперечных ребер жесткости С245. Ширину поперечных ребер определяем по требованиям [2, п. 8.5.9]

$$b_r \geq \frac{h_{ef}}{30} + 25 \text{ мм} = \frac{1250}{30} + 25 = 66,7 \text{ мм}.$$

Размер  $b_r$  назначаем кратным 5 мм и принимаем не более свеса полки  $b'_{ef} = 100$  мм для уменьшенного сечения балки у опор и  $b_{ef} = 185$  мм для основного сечения главной балки. Окончательно принимаем ширину поперечных ребер на участках уменьшенного сечения главной балки  $b'_r = 90$  мм и на участке основного сечения  $b_r = 170$  мм (ширину ребер рекомендуется назначить близкой к свесу полки для возможности запроектировать с помощью ребер узел сопряжения балок настила с главными балками – см. п. 7).

Толщину поперечных ребер назначаем из условий

$$t'_r \geq 2b'_r \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}} = 2 \cdot 90 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 6,14 \text{ мм};$$

$$t_r \geq 2b_r \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}} = 2 \cdot 170 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 11,6 \text{ мм}.$$

По сортаменту листового проката (прил. 2) принимаем толщину поперечных ребер  $t'_r = 8$  мм на участках уменьшенного сечения и  $t_r = 12$  мм на участке основного сечения.

На концах ребер жесткости для пропуска поясных швов и уменьшения концентрации сварочных напряжений устраиваем скосы размером 40x60 мм.

Поперечные ребра привариваем ручной сваркой к стенке и полке балки сплошными швами минимальных катетов, назначаемых по [2, табл. 38] для тавровых соединений с двусторонними угловыми швами.

Для сварных швов крепления ребер жесткости к полкам при толщине более толстого из свариваемых элементов  $t_f = 22$  мм минимальный катет шва равен  $k_f = 5$  мм. Для швов крепления ребер жесткости к стенке балки на участках уменьшенного сечения при толщине более толстого из свариваемых элементов  $t_w = 10$  мм минимальный катета шва равен  $k_f = 4$  мм, а на участке основного сечения главной балки при толщине более толстого из свариваемых элементов  $t_r = 14$  мм минимальный катета шва равен  $k_f = 5$  мм.

Таблица 15

## Проверка местной устойчивости стенки главной балки

№ п/п	Характеристика сечения	Отсеки					
		1	2	3	4	5	6
1	Место проверки местной устойчивости $x_i$ , м	0,25	1,1	2,3	3,5	4,7	5,9
2	Расчётный момент $M_{xi}$ , кНм	291,44	1188	2205,4	2932	3368,1	3513,38
3	Расчётная поперечная сила $Q_{xi}$ , кН	1140,51	969	726,7	484,5	242,3	0
4	Момент сопротивления $W_{xi}$ , см <sup>3</sup>	8292,9	8292,9	12969,7	12969,7	12969,7	12969,7
5	$\sigma = \frac{M_{xi} h_{ef}}{W_{xi} h}$ , кН/см <sup>2</sup>	3,4	13,84	16,43	21,84	25,09	26,17
6	$\tau = \frac{Q_{xi}}{h_{ef} t_w}$ , кН/см <sup>2</sup>	9,13	7,76	5,82	3,88	1,94	0
7	Меньшая сторона отсека $d$ , см	50	120	120	120	120	120
8	Большая сторона отсека $d_{\max}$ , см	125	125	125	125	125	125
9	Отношение $\mu = d_{\max} / d$	2,5	1,042	1,042	1,042	1,042	1,042
10	$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}}$	1,7	4,096	4,096	4,096	4,096	4,096
11	$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_{sw}}{\bar{\lambda}_d^2}$ , кН/см <sup>2</sup>	55,64	14,53	14,53	14,53	14,53	14,53
12	$\delta = \beta \frac{b_{fi}}{h_{ef}} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3$ , где $\beta = 0,8$	1,431	1,431	2,59	2,59	2,59	2,59
13	$c_{cr}$ по [2, табл. 12]	32,27	32,27	33,68	33,68	33,68	33,68
14	$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}}$	4,27	4,27	4,27	4,27	4,27	4,27
15	$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_{yw}}{\bar{\lambda}_w^2}$ , кН/см <sup>2</sup>	42,47	42,47	44,33	44,33	44,33	44,33
16	$\sigma / \sigma_{cr}$	0,08	0,326	0,371	0,493	0,566	0,591
17	$\tau / \tau_{cr}$	0,164	0,534	0,4	0,267	0,134	-
18	$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2}$	0,183	0,626	0,546	0,561	0,582	0,591
19	Примечания: местная устойчивость	обеспеч.	обеспеч.	обеспеч.	обеспеч.	обеспеч.	обеспеч.

На рис. 27 показаны размеры поперечных ребер жесткости на участке основного сечения главной балки и уменьшенного сечения у опор. Отверстия в ребрах жесткости, предназначенные для крепления балок настила к главным балкам, на рис. 27 условно не показаны, так как узел сопряжения балок будет рассчитан в п. 7.

## 6 Расчет поясных сварных швов для главной балки Г2

Статический момент пояса балки в измененном сечении относительно нейтральной оси

$$S'_f = b'_f t_f \left( \frac{h_{ef} + t_f}{2} \right) = 21 \cdot 2,2 \cdot \frac{125 + 2,2}{2} = 2938,32 \text{ см}^3.$$

Сдвигающая сила на 1 см длины балки

$$T = \frac{Q_{\max} S'_f}{J'_x} = \frac{1191 \cdot 2938,32}{536551,9} = 6,53 \text{ кН/см}.$$

Поясные швы выполняются двусторонними, автоматической сваркой в лодочку. Марку сварочной проволоки выбираем по [2, табл. Г.1] в зависимости от сталей свариваемых элементов. Для сталей С345 и С245 принимаем сварочную проволоку Св-08Г2С по ГОСТ 2246–70 (диаметр проволоки  $d = 3 \dots 5$  мм).

Определяем катет шва:

по металлу шва

$$k_{f1} \geq \frac{T}{n\beta_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{6,53}{2 \cdot 1,1 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,138 \text{ см} = 1,38 \text{ мм};$$

по металлу границы сплавления

$$k_{f2} \geq \frac{T}{n\beta_z R_{wz} \gamma_c} = \frac{6,53}{2 \cdot 1,15 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,171 \text{ см} = 1,71 \text{ мм},$$

где  $n = 2$  – при двусторонних швах;  $\beta_f = 1,1$ ,  $\beta_z = 1,15$  – коэффициенты глубины проплавления [2, табл. 39];  $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу шва, принимаемое по [2, табл. Г.2] для сварочной проволоки Св-08Г2С;  $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу границы сплавления, здесь  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопротивление, определяемое по [2, табл. В.5] для стали стенки С245 при толщине стенки балки  $t_w = 10$  мм.

Минимально допустимый катет шва определяем по [2, табл. 38] для таврового соединения с двусторонними угловыми швами, выполняемого авто-

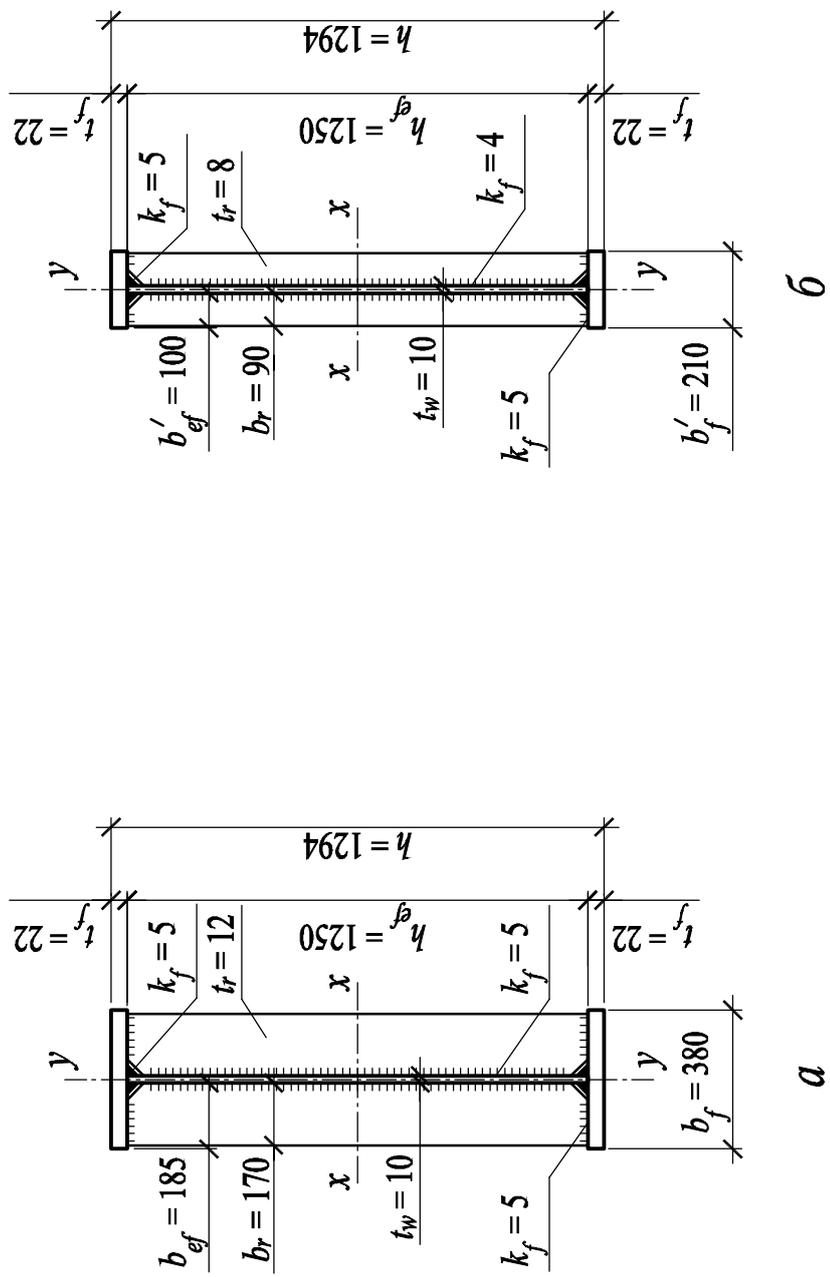


Рис. 27. Сечение главной балки Г2 с поперечными ребрами жесткости:  
*a* — основное сечение; *б* — уменьшенное сечение

матической сваркой, при толщине более толстого из свариваемых элементов  $t_f = 22$  мм. Минимальный катет шва равен  $k_f = 5$  мм.

Окончательно принимаем катет поясных сварных швов главной балки  $k_f = 5$  мм (см. рис. 27).

## 7 Сопряжение балок настила Б4 с главными балками Г2

Сопряжение балок настила с главными балками принимаем в одном уровне верхних поясов через накладку на болтах нормальной прочности. В первом приближении принимаем болты нормальной точности М20 (болты класса точности В) класса прочности 5.6, отверстия под болты  $d_{отв} = 23$  мм. Балка настила Б4 запроектирована из двутавра I 35Б1 по ГОСТ 26020–83 из стали С255. Опорная реакция балки настила  $R_{бн} = Q_{max} = 118,63$  кН. Толщину накладки балки настила Б4 принимаем  $t_n = 8$  мм. Сталь накладки принимаем такой же, как сталь балки настила С255 (табл. 11). Рассчитываем сопряжение балок настила с главной балкой на участке её основного сечения с шириной полки  $b_f = 380$  мм.

Расчетное усилие на срез, которое может быть воспринято одним болтом, определяем по формуле:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 21 \cdot 3,14 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1 = 59,35 \text{ кН},$$

где  $R_{bs} = 21$  кН/см<sup>2</sup> – расчетное сопротивление срезу одноболтового соединения, принимаемое по [2, табл. Г.5] для болтов класса прочности 5.6;  $A_b = 3,14$  см<sup>2</sup> – площадь сечения стержня болта брутто [2, табл. Г.9];  $n_s = 1$  – число расчетных срезов одного болта;  $\gamma_b = 0,9$  – коэффициент условий работы болтового соединения, принимаемый по [2, табл. 41] при работе на срез многоболтового соединения с болтами класса точности В;  $\gamma_c = 1,0$  – коэффициент условий работы [2, табл. 1].

Расчетное усилие на смятие, которое может быть воспринято одним болтом, определяем по формуле:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \Sigma t \gamma_b \gamma_c = 48,5 \cdot 2,0 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 77,6 \text{ кН},$$

где  $\Sigma t = 0,8$  см – наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении, выбранная из двух значений –  $t_n = 8$  мм и  $t_r = 12$  мм;  $\gamma_b = 1,0$  – коэффициент условий работы болтового соединения, принимаемый по [2, табл. 41] с учетом требований [2, п.14.2.9] при работе на смятие многоболтового соединения с болтами класса точности В;  $R_{bp} = 48,5$  кН/см<sup>2</sup> – расчетное сопротивление смятию одноболтового соединения, принимаемое по [2, табл. Г.6] для болтов класса точности В при нормативном временном сопротивлении  $R_{un} = 37$  кН/см<sup>2</sup>, определенном по [2, табл. В.5] для стали поперечного ребра главной балки С245 при толщине

ребра  $t_r = 10$  мм. Для определения  $R_{bp}$  по [2, табл. Г.6] принимаем наименьшее нормативное временное сопротивление  $R_{un}$  из двух значений – для стали накладки балки настила толщиной  $t_H$  и для стали поперечных ребер жесткости главной балки толщиной  $t_r$ .

Необходимое количество болтов в соединении

$$n \geq \frac{1,2R_{бн}}{N_{b,\min}} = \frac{1,2 \cdot 118,63}{59,35} = 2,4,$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий возможную неравномерность вовлечения болтов в работу;  $N_{b,\min}$  – наименьшее из значений  $N_{bs}$  и  $N_{bp}$ .

Окончательно принимаем 3 болта (рис. 28).

Длину накладки для балки настила Б4, запроектированной из двутавра I 35Б1, назначаем с учетом толщины ее полки  $t_f = 8,5$  мм и радиуса внутреннего закругления  $r = 18$  мм. Длина накладки не должна превышать:

$$l_{\max} = h_{бн} - 2(t_f + r) = 34,6 - 2 \cdot (0,85 + 1,8) = 29,3 \text{ см.}$$

Болты размещаем на накладке балки настила Б4 на минимальных расстояниях в целях уменьшения размеров и массы накладки. По [2, табл. 40] определяем минимальные расстояния:

$$\text{между центрами болтов } a_{\min,1} = 2,5d_{отв} = 2,5 \cdot 23 = 57,5 \text{ мм;}$$

$$\text{от центра болта до края элемента вдоль усилия } a_{\min,2} = 2d_{отв} = 2 \cdot 23 = 46 \text{ мм;}$$

$$\text{от центра болта до края элемента поперек усилия при обрезных кромках } a_{\min,3} = 1,5d_{отв} = 1,5 \cdot 23 = 34,5 \text{ мм.}$$

Окончательно все расстояния при размещении болтов принимаем кратными 5 мм:  $a_1 = 60$  мм,  $a_2 = 50$  мм,  $a_3 = 35$  мм.

Получаемая длина накладки балки настила Б4 не превышает максимальной длины  $l = 2a_{\min,1} + 2a_{\min,2} = 2 \cdot 60 + 2 \cdot 50 = 220$  мм  $< l_{\max} = 293$  мм, при этом накладка не находит на верхний пояс главной балки и сварной шов крепления к нему поперечного ребра жесткости.

Проверяем сечение накладки балки настила Б4 на срез с учетом ослабления отверстиями под болты

$$\tau = \frac{R_{бн}}{A_n} = \frac{R_{бн}}{t_H(l - nd_{отв})} = \frac{118,63}{0,8 \cdot (22 - 3 \cdot 2,3)} = 9,82 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2,$$

где  $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92$  кН/см<sup>2</sup>, здесь  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup> – расчетное сопротивление по пределу текучести, определенное по [2, табл. В.5] для накладки толщиной  $t_H = 8$  мм из стали С255.

Прочность накладки балки настила Б4 обеспечена.

Рассчитываем сварные швы крепления накладки к балке настила. Нахлест накладки на стенку балки настила Б4 принимаем  $b = 50$  мм, зазор между главной балкой и балкой настила  $z = 10$  мм.

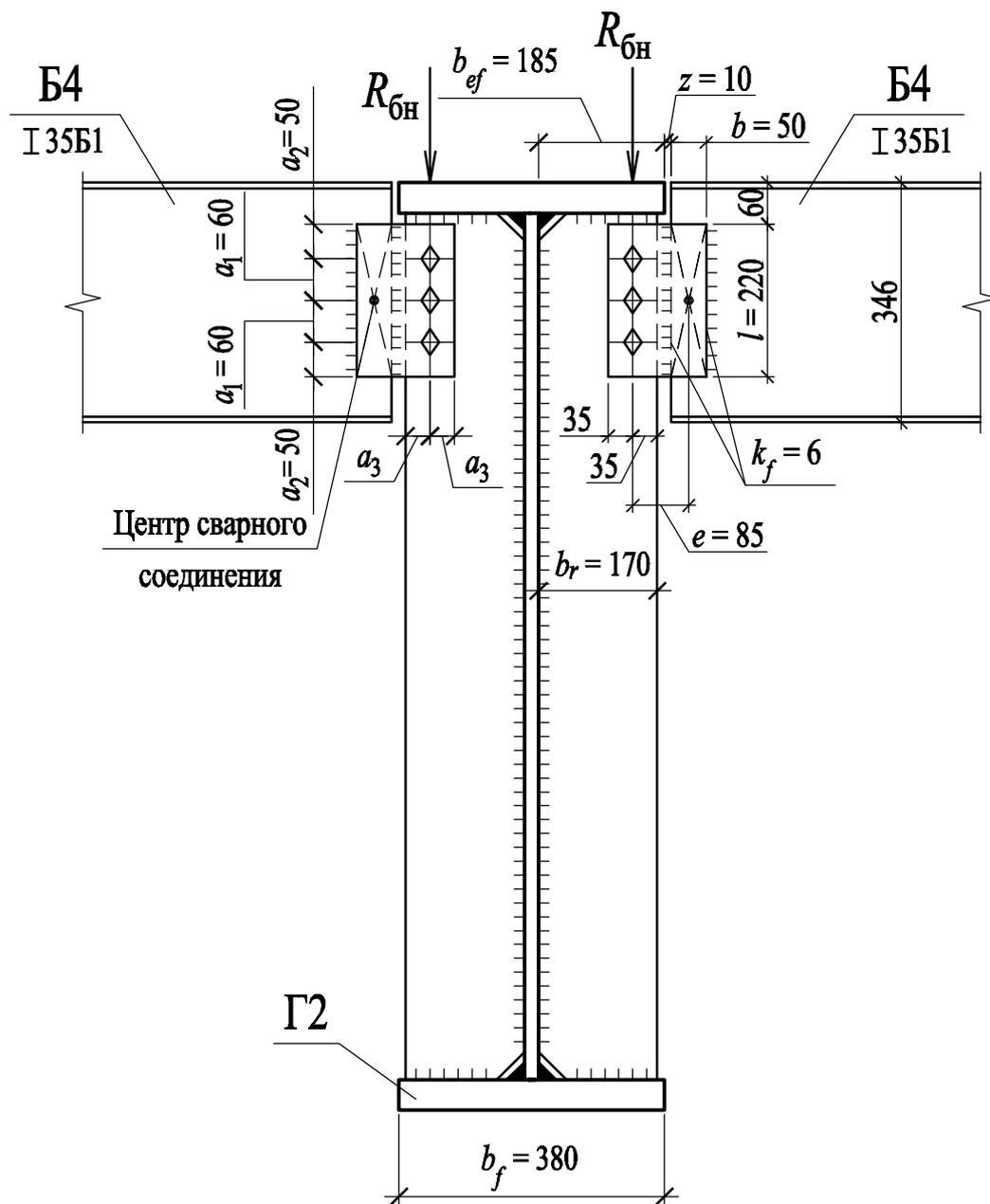


Рис. 28. Сопряжение балок настила с главными балками

Эксцентриситет приложения опорной реакции балки настила Б4 по отношению к центру тяжести сварного соединения равен (см. рис. 28):

$$e = a_3 + (b_{ef} - b_r) + z + (b/2) = 3,5 + (18,5 - 17) + 1 + (5/2) = 8,5 \text{ см},$$

где  $b_{ef}$  – свес полки главной балки;  $b_r$  – ширина поперечного ребра жесткости главной балки.

Изгибающий момент, действующий на сварное соединение

$$M = R_{\text{бн}} e = 118,63 \cdot 8,5 = 1008,36 \text{ кНсм.}$$

Угловые сварные швы крепления накладки к стенке балки настила выполняем ручной сваркой. Тип электрода Э42 выбираем по [2, табл. Г.1] в зависимости от стали свариваемых элементов С255 (сталь накладки и балки настила), имеющей нормативное сопротивление по пределу текучести  $R_{yn} = 24,5 \text{ кН/см}^2 < 29 \text{ кН/см}^2$  [2, табл. В.5].

Для определения опасного сечения углового сварного шва сравниваем следующие значения:

$$R_{wf} \beta_f = 18 \cdot 0,7 = 12,6 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \beta_z = 16,65 \cdot 1 = 16,65 \text{ кН/см}^2,$$

где  $\beta_f = 0,7$  и  $\beta_z = 1$  – коэффициенты глубины проплавления [2, табл. 39];  $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу шва [2, табл. Г.2] для типа электрода Э42;  $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу границы сплавления [2, табл. 4], здесь  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопротивление, определяемое по [2, табл. В.5] для стали С255 при  $t_r = 8 \text{ мм}$ .

Так как  $R_{wf} \beta_f = 12,6 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \beta_z = 16,65 \text{ кН/см}^2$ , то расчет ведем по металлу шва.

Геометрические характеристики сварных швов по металлу шва

$$A_{wf} = 2\beta_f k_f l_w = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 21 = 11,76 \text{ см}^2;$$

$$W_{wf} = \frac{2\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 21^2}{6} = 41,16 \text{ см}^3,$$

где  $k_f = 4 \text{ мм}$  – минимально допустимый катет шва, принимаемый по [2, табл. 38] для нахлесточного соединения при толщине более толстого из свариваемых элементов  $t_n = 8 \text{ мм}$ ;  $l_w$  – расчетная длина углового сварного шва с учетом непровара и кратера  $l_w = l - 10 \text{ мм} = 220 - 10 = 210 \text{ мм}$ .

Проверяем сварное соединение с угловыми сварными швами на условный срез по металлу шва

$$\begin{aligned} \tau_{wf} &= \sqrt{\left(\frac{R_{\text{бн}}}{A_{wf}}\right)^2 + \left(\frac{M}{W_{wf}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{118,63}{11,76}\right)^2 + \left(\frac{1008,36}{41,16}\right)^2} = \\ &= 26,5 \text{ кН/см}^2 > R_{wf} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Прочность нахлесточного сварного соединения не обеспечена.

Для обеспечения несущей способности сварного соединения можно использовать следующие мероприятия:

- 1) увеличить катет сварных швов вплоть до максимального значения  $k_f^{\max} = 1,2t_{\min}$ , где  $t_{\min}$  – наименьшая из толщин свариваемых элементов;
- 2) увеличить длину швов за счет увеличения длины накладки, расставив болты на больших расстояниях в соответствии с требованиями [2, табл. 40];
- 3) уменьшить эксцентриситет приложения опорной реакции балки настила по отношению к центру тяжести сварного соединения за счет увеличения ширины поперечных ребер главной балки.

Увеличиваем катет сварных швов крепления накладки к балке настила. Назначаем  $k_f = 6 \text{ мм} < k_f^{\max} = 1,2t_{\min} = 1,2 \cdot 6,2 = 7,44 \text{ мм}$ , где  $t_{\min} = t_w = 6,2 \text{ мм}$  – толщина стенки балки настила.

Геометрические характеристики сварных швов по металлу шва:

$$A_{wf} = 2\beta_f k_f l_w = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 21 = 17,64 \text{ см}^2;$$

$$W_{wf} = \frac{2\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 21^2}{6} = 61,74 \text{ см}^3.$$

Проверяем сварное соединение на условный срез по металлу шва:

$$\begin{aligned} \tau_{wf} &= \sqrt{\left(\frac{R_{\text{ГБ}}}{A_{wf}}\right)^2 + \left(\frac{M}{W_{wf}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{118,63}{17,64}\right)^2 + \left(\frac{1008,36}{61,74}\right)^2} = \\ &= 17,67 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Прочность нахлесточного сварного соединения обеспечена.

## 8 Расчет опорного ребра главной балки Г2

Конец главной балки в месте опирания на колонну укрепляем опорным ребром. Сталь опорного ребра принимаем такой же, как сталь стенки главной балки С245 (табл. 11). Выступающую вниз часть опорного ребра принимаем  $a = 20 \text{ мм}$  (рис. 29).

Так как толщина опорного ребра  $t_p$  еще не определена и соотношение величин  $a$  и  $1,5 t_p$  не известно, то в первом приближении, принимая  $a \leq 1,5 t_p$ , определяем площадь опорного ребра из условия смятия

$$A_p = R_{\text{ГБ}} / R_p \gamma_c = 1191 / 36,1 \cdot 1,0 = 33 \text{ см}^2,$$

где  $R_{\text{ГБ}} = Q_{\max} = 1191 \text{ кН}$  – опорная реакция главной балки Г2;  $R_p = R_{un} / \gamma_m = 37 / 1,025 = 36,1 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности [2, табл. 2], здесь  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопро-

тивление стали С245 при  $t = 2 \dots 20$  мм [2, табл. В.5];  $\gamma_m = 1,025$  – коэффициент надежности по материалу [2, табл. 3];  $\gamma_c = 1,0$  – коэффициент условий работы [2, табл. 1].

Ширину опорного ребра принимаем равной ширине пояса в месте изменения сечения главной балки  $b_p = b'_f = 21$  см. Толщина опорного ребра

$$t_p = A_p / b_p = 33 / 21 = 1,58 \text{ см} = 15,8 \text{ мм.}$$

В соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 2) назначаем предварительно  $t_p = 16$  мм. Толщина опорного ребра конструктивно принимается

не менее  $t_p = 3b'_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 10 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,03$  см, где  $b'_{ef}$  – свес пояса

в уменьшенном сечении главной балки;  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup> – расчетное сопротивление по пределу текучести для стали С245 при  $t = 2 \dots 20$  мм [2, табл. В.5].

Проверяем первоначально принятое условие смятия  $a \leq 1,5t_p$ . Так как  $a = 20$  мм  $< 1,5t_p = 1,5 \cdot 16 = 24$  мм, т.е. условие выполняется, то опорное ребро работает на смятие и его толщину окончательно принимаем  $t_p = 16$  мм (если условие не выполняется, то расчет толщины опорного ребра следует выполнить из условия сжатия).

Участок стенки главной балки над опорой рассчитываем на устойчивость как центрально сжатую стойку, нагруженную опорной реакцией. В соответствии с [2, п. 8.5.17] в расчетное сечение опорного участка балки включаем сечение опорного ребра и часть стенки шириной

$$b_w = 0,65t_w \sqrt{E / R_{yw}} = 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 24} = 19,04 \text{ см.}$$

Геометрические характеристики опорного участка балки:

$$A_{оп} = b_p t_p + b_w t_w = 21 \cdot 1,6 + 19,04 \cdot 1 = 52,64 \text{ см}^2 ;$$

$$J_z = \frac{t_p b_p^3}{12} + \frac{b_w t_w^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 21^3}{12} + \frac{19,04 \cdot 1^3}{12} = 1236,39 \text{ см}^4 ;$$

$$i_z = \sqrt{J_z / A_{оп}} = \sqrt{1236,39 / 52,64} = 4,85 \text{ см.}$$

Гибкость опорного участка  $\lambda = h_{ef} / i_z = 125 / 4,85 = 25,8$ . Условную гибкость определяем по формуле:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 25,8 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,88.$$

По условной гибкости  $\bar{\lambda} = 0,88$  по [2, табл. Д.1] определяем интерполяцией коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi = 0,917$  для типа сечения с.



Проверяем опорный участок балки на устойчивость из плоскости

$$\sigma = \frac{R_{Гб}}{\varphi A_{оп}} = \frac{1191}{0,917 \cdot 52,64} = 24,68 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость опорного участка балки не обеспечена. Увеличиваем толщину опорного ребра, принимая ее равной  $t_p = 20$  мм.

Геометрические характеристики и гибкость опорного участка балки:

$$A_{оп} = b_p t_p + b_w t_w = 21 \cdot 2,0 + 19,04 \cdot 1 = 61,04 \text{ см}^2;$$

$$J_z = \frac{t_p b_p^3}{12} + \frac{b_w t_w^3}{12} = \frac{2,0 \cdot 21^3}{12} + \frac{19,04 \cdot 1^3}{12} = 1545,09 \text{ см}^4;$$

$$i_z = \sqrt{J_z / A_{оп}} = \sqrt{1545,09 / 61,04} = 5,04 \text{ см};$$

$$\lambda = h_{ef} / i_z = 125 / 5,04 = 24,85; \quad \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 24,85 \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,85.$$

По условной гибкости  $\bar{\lambda} = 0,85$  определяем интерполяцией по [2, табл. Д.1] коэффициент  $\varphi = 0,922$  для типа сечения  $c$ .

Проверяем опорный участок балки на устойчивость из плоскости

$$\sigma = \frac{R_{Гб}}{\varphi A_{оп}} = \frac{1191}{0,922 \cdot 61,04} = 21,17 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость опорного участка балки обеспечена.

Рассчитываем сварные швы крепления опорного ребра к стенке балки. Сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа. Марку сварочной проволоки Св-08Г2С принимаем по [2, табл. Г.2].

Определяем катет шва:

по металлу шва

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{R_{Гб}}{n 85 R_{wf} \gamma_c}} = \frac{1}{0,9} \cdot \sqrt{\frac{1191}{2 \cdot 85 \cdot 21,5 \cdot 1}} = 0,64 \text{ см};$$

по металлу границы сплавления

$$k_f = \frac{1}{\beta_z} \sqrt{\frac{R_{Гб}}{n 85 R_{wz} \gamma_c}} = \frac{1}{1,05} \cdot \sqrt{\frac{1191}{2 \cdot 85 \cdot 16,65 \cdot 1}} = 0,62 \text{ см},$$

где  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_z = 1,05$  – коэффициенты глубины проплавления [2, табл. 39];  $n = 2$  – для двусторонних швов;  $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу шва, принимаемое по [2, табл. Г.2] для сварочной проволоки Св-08Г2С;  $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу границы сплавления, здесь  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопротивление, определяемое по [2, табл. В.5] для стали С245 при  $t_p = 20$  мм.

Минимально допустимый катет шва определяем по [2, табл. 38] для таврового соединения с двусторонними угловыми швами при толщине более

толстого из свариваемых элементов  $t_p = 20$  мм. Минимальный катет шва равен  $k_f^{\min} = 5$  мм.

Принимаем окончательно  $k_f = 7$  мм.

Главные балки Г2 на опорах соединяем между собой и с колонной болтами нормальной точности (болты класса точности В). Болты принимаем конструктивно М20 класса прочности 5.6, отверстия под болты  $d_{\text{отв}} = 23$  мм.

## 9 Монтажный стык главной балки Г2

Монтажный стык отправочных элементов главной балки выполняем на высокопрочных болтах и накладках (рис. 30). Расчетные усилия в середине пролета главной балки  $M_{\max} = 3513,38$  кНм,  $Q = 0$ .

Принимаем соединения на высокопрочных болтах  $d = 20$  мм из стали 40Х. Способ обработки соединяемых поверхностей – газопламенный без консервации, способ регулирования натяжения болтов – по углу поворота гайки.

### *Стык поясов*

Изгибающий момент, воспринимаемый поясами главной балки, определяем по формуле:

$$M_f = \frac{M_{\max} J_f}{J_x} = \frac{3513,38 \cdot 676384,68}{839145,1} = 2831,93 \text{ кНм},$$

где  $J_w = t_w h_{ef}^3 / 12 = 1 \cdot 125^3 / 12 = 162760,42 \text{ см}^4$  – момент инерции стенки;  $J_x = 839145,1 \text{ см}^4$  – момент инерции сечения главной балки;  $J_f = J_x - J_w = 839145,1 - 162760,42 = 676384,68 \text{ см}^4$  – момент инерции поясов.

Расчетное усилие в поясе

$$N_f = M_f / (h_{ef} + t_f) = 2831,93 \cdot 10^2 / (125 + 2,2) = 2226,36 \text{ кН}.$$

Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяем по формуле:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} A_{bn} \mu}{\gamma_h} = \frac{75,5 \cdot 2,45 \cdot 0,42}{1,008} = 77,07 \text{ кН},$$

где  $R_{bh} = 75,5 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов, определяемое по [2, табл. Г.8] для болтов  $d = 20$  мм из стали 40Х;  $A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$  – площадь сечения болта нетто [2, табл. Г.9];  $\mu = 0,42$  – коэффициент трения [2, табл. 42];  $\gamma_h = 1,12 \cdot 0,9 = 1,008$  – коэффициент, определяемый по [2, табл. 42], здесь 0,9 – коэффициент, применяемый при контроле натяжения болтов по углу поворота гайки.

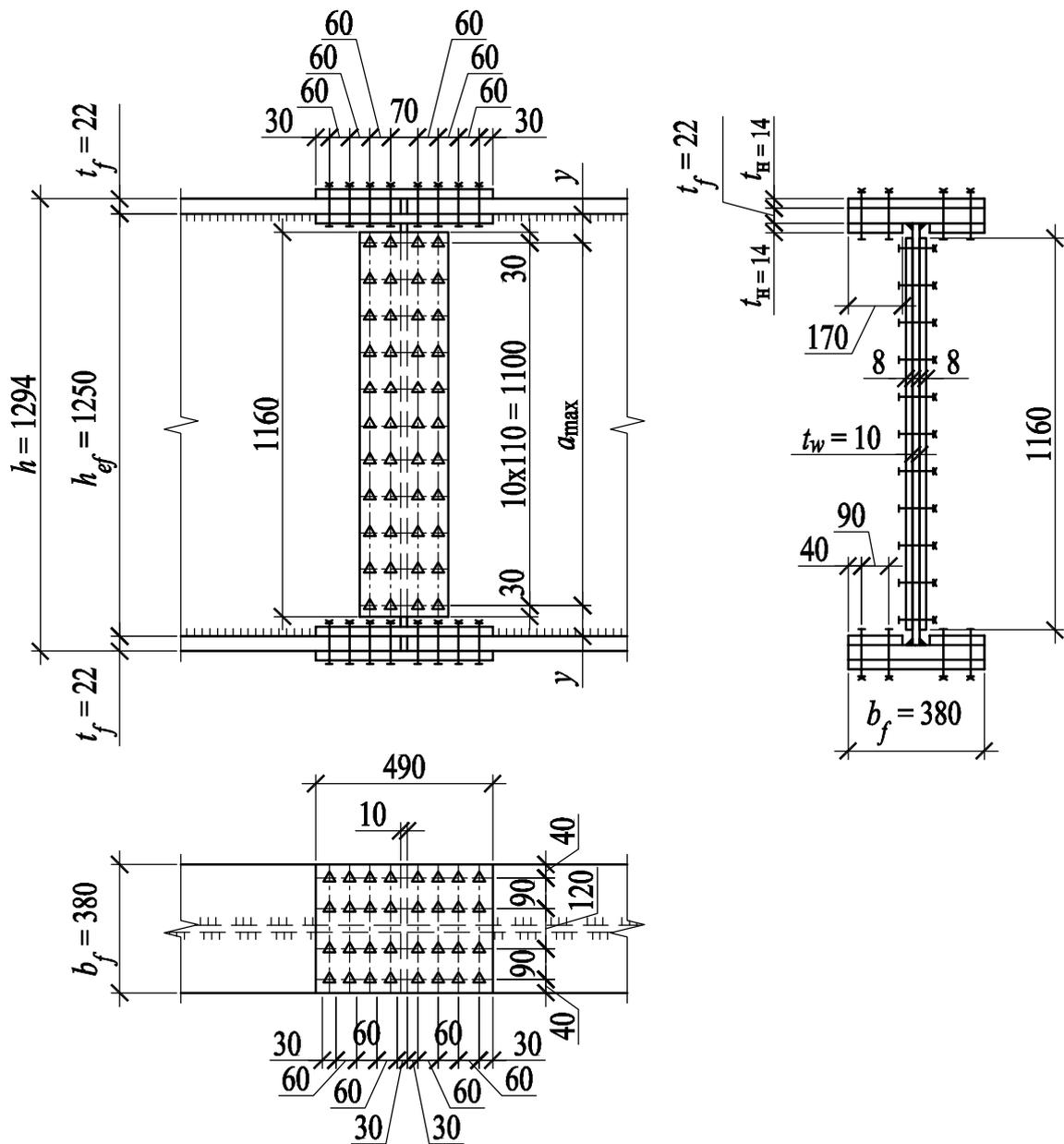


Рис. 30. Монтажный стык главной балки Г2

Определяем необходимое количество болтов на полунакладке

$$n \geq \frac{N_f}{Q_{bh} k \gamma_b \gamma_c} = \frac{2226,36}{77,07 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1} = 14,5,$$

где  $k = 2$  – количество плоскостей трения соединяемых элементов;  $\gamma_b = 1$  – коэффициент условий работы фрикционного соединения, принимаемый по [2, п. 14.3.4] при количестве болтов в первом приближении  $n \geq 10$ .

Принимаем окончательно 16 болтов (см. рис. 30). Полученное количество болтов ставим по каждую сторону от центра монтажного стыка, т.е. на каждой полунакладке.

По [2, табл. 40] определяем минимальные расстояния:

$$\text{между центрами болтов } a_{\min,1} = 2,5d_{\text{отв}} = 2,5 \cdot 23 = 57,5 \text{ мм};$$

$$\text{от центра болта до края элемента } a_{\min,2} = 1,3d_{\text{отв}} = 1,3 \cdot 23 = 29,9 \text{ мм}.$$

Окончательно все расстояния при размещении болтов принимаем кратными 5 мм:  $a_1 = 60$  мм,  $a_2 = 30$  мм.

Пояс балки перекрываем тремя накладками – одна накладка сечением 380x12 мм и две накладки сечением 2x170x12 мм. Общая площадь сечения накладок должна быть больше площади сечения пояса главной балки

$$\Sigma A_n = 38 \cdot 1,2 + 2 \cdot 17 \cdot 1,2 = 86,4 \text{ см}^2 > A_f = b_f t_f = 38 \cdot 2,2 = 83,6 \text{ см}^2.$$

Проверяем ослабление нижнего растянутого пояса отверстиями под болты  $d_{\text{отв}} = 23$  мм. По краю стыка пояс ослаблен четырьмя отверстиями

$$A_n^f = b_f t_f - n d_{\text{отв}} t_f = 38 \cdot 2,2 - 4 \cdot 2,3 \cdot 2,2 = 63,36 \text{ см}^2 < 0,85 A_f = 0,85 \cdot 83,6 = 71,06 \text{ см}^2.$$

Так как  $A_n^f < 0,85 A_f$ , то рассчитываем прочность ослабленного отверстиями пояса главной балки

$$\sigma = \frac{N_f}{A_{ef}} = \frac{N_f}{1,18 A_n^f} = \frac{2226,36}{1,18 \cdot 63,36} = 29,78 \text{ кН/см}^2 < R_{yf} \gamma_c = 30 \cdot 1,0 = 30 \text{ кН/см}^2,$$

где  $A_{ef}$  – условная площадь, определяемая по [2, п. 14.3.11].

Прочность пояса, ослабленного отверстиями под болты, обеспечена.

Проверяем ослабление поясных накладок в середине стыка четырьмя отверстиями

$$A_n^{\text{накл}} = \Sigma A_n - 2n t_n d_{\text{отв}} = 86,4 - 2 \cdot 4 \cdot 1,2 \cdot 2,3 = 64,32 \text{ см}^2 < 0,85 A_f = 0,85 \cdot 83,6 = 71,06 \text{ см}^2.$$

Так как  $A_n^{\text{накл}} < 0,85 A_f$ , то увеличиваем толщину накладок. Принимаем накладки толщиной 14 мм и проверяем их ослабление

$$A_n^{\text{накл}} = 1,4 \cdot (38 + 2 \cdot 17) - 4 \cdot 2 \cdot 1,4 \cdot 2,3 = 75,04 \text{ см}^2 > 0,85 A_f = 71,06 \text{ см}^2.$$

Так как выполняется условие  $A_n^{\text{накл}} > 0,85 A_f$ , то принимаем окончательно толщину накладок 14 мм.

*Стык стенки*

Момент, действующий на стенку, определяем по формуле:

$$M_w = \frac{M_{\max} J_w}{J_x} = \frac{3513,38 \cdot 162760,42}{8391451} = 681,5 \text{ кНм.}$$

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов, предварительно назначив расстояние от крайних болтов до внутренней грани полки  $y = 100$  мм (см. рис. 30).

$$a_{\max} = h_{ef} - 2y = 1250 - 2 \cdot 100 = 1050 \text{ мм.}$$

Определяем коэффициент стыка

$$\alpha = \frac{M_w}{m a_{\max} Q_{bh} k} = \frac{68150}{2 \cdot 105 \cdot 77,07 \cdot 2} = 2,1,$$

где  $m = 2$  – количество вертикальных рядов болтов на полунакладке;  $k = 2$  – количество плоскостей трения соединяемых элементов.

По прил. 4 находим количество болтов  $k$  в одном вертикальном ряду при  $\alpha = 2,1$ . Принимаем  $k = 11$  при  $\alpha = 2,2 > 2,1$ .

В соответствии с требованиями [2, табл. 40] назначаем шаг болтов на стенке  $a = 110$  мм, тогда расстояние между крайними рядами болтов равно  $a_{\max} = 10 \cdot 110 = 1100$  мм.

Проверяем стык стенки

$$N_{\max} = \frac{M_w}{m \alpha a_{\max}} = \frac{68150}{2 \cdot 2,2 \cdot 110} = 140,8 \text{ кН} < Q_{bh} k = 77,07 \cdot 2 = 154,14 \text{ кН.}$$

Прочность стыка стенки обеспечена.

Стенку перекрываем двумя вертикальными накладками сечением 1160x250x10 мм. Определяем усилие натяжения высокопрочного болта  $P_b = R_{bh} A_{bn} = 75,5 \cdot 2,45 = 185$  кН.

## 10 Расчет колонны К4

### 10.1 Расчетное усилие и расчетные длины колонны К4

По табл. 11 принимаем сталь колонны С245 по ГОСТ 27772-88 и высоту этажа  $H = 5,8$  м.

Расчётное усилие в колонне  $N = 2R_{Г\sigma} = 2 \cdot 1191 = 2382$  кН.

Геометрические длины колонны:

в плоскости главных балок

$$l_x = H + 0,6 - t_H - h_{Г\sigma} - a = 5,8 + 0,6 - 0,008 - 1,294 - 0,02 = 5,078 \text{ м;}$$

из плоскости главных балок

$l_y = H + 0,6 - t_n - h_{\text{бн}} = 5,8 + 0,6 - 0,008 - 0,346 = 6,046 \text{ м}$ ,  
где 0,6 м – заглубление базы колонны.

Расчетные длины колонны:

в плоскости главных балок  $l_{efx} = \mu_x l_x = 0,7 \cdot 5,078 = 3,555 \text{ м}$ ;

из плоскости главных балок  $l_{efy} = \mu_y l_y = 1 \cdot 6,046 = 6,046 \text{ м}$ ,

где  $\mu_x = 0,7$  и  $\mu_y = 1$  – коэффициенты приведения длины, определяемые по [2, табл. 30] в соответствии с условиями закрепления концов стержня колонны. Расчетные схемы колонны К4 представлены на рис. 31.

Колонну балочной клетки проектируем в двух вариантах: вариант 1 – колонна сплошного сечения из составного сварного двутавра, вариант 2 – колонна сквозного сечения из двух ветвей, соединенных безраскосной решеткой в виде планок (количество вариантов и типы подбираемых сечений уточняются преподавателем).

## 10.2 Подбор сечения сплошной колонны К4

Стержень сплошной колонны проектируем из составного сварного двутавра. По [2, табл. В.5] для стали колонны С245 определяем расчетное сопротивление стали по пределу текучести  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ , принимая в первом приближении толщину полки колонны  $t_f = 10 \dots 20 \text{ мм}$ .

Для подбора сечения колонны задаемся гибкостью  $\lambda_3 = 70$ . Определяем условную гибкость стержня колонны

$$\bar{\lambda}_3 = \lambda_3 \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 70 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,39.$$

По условной гибкости  $\bar{\lambda}_3 = 2,39$  находим коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi_3 = 0,761$  по [2, табл. Д.1] для типа сечения  $b$  [2, табл. 7].

Из условия общей устойчивости определяем требуемую площадь сечения колонны

$$A^{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi_3 R_y \gamma_c} = \frac{2382}{0,761 \cdot 24 \cdot 1} = 130,42 \text{ см}^2.$$

Определяем требуемую ширину полки колонны по формуле:

$$b_f^{\text{тр}} \geq \frac{l_{efy}}{\alpha_y \lambda_3} = \frac{6,046 \cdot 10^2}{0,24 \cdot 70} = 36 \text{ см},$$

где  $\alpha_y = 0,24$  – коэффициент, принимаемый для сечения колонны из симметричного широкополочного двутавра.

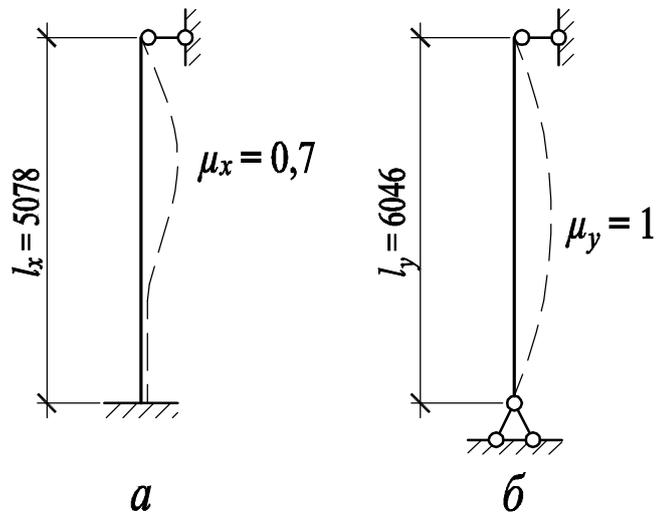


Рис. 31. Расчетные схемы колонны:  
*a* – в плоскости главных балок; *б* – из плоскости главных балок

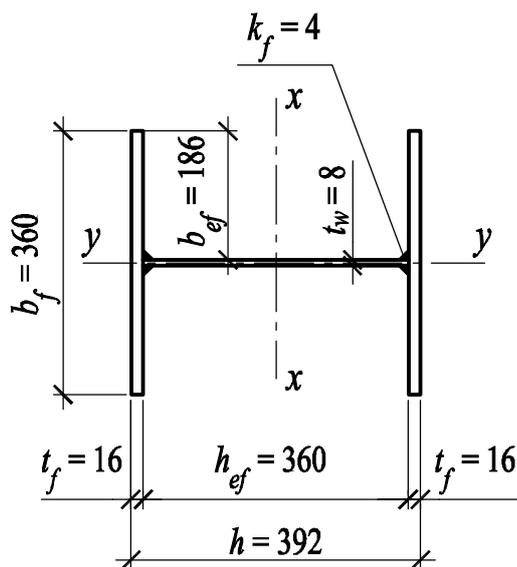


Рис. 32. Сечение сплошной колонны К4

Конструктивно ширину полки сечения колонны принимаем не менее ширины полки главной балки в измененном сечении  $b_f \geq b'_{f,ГБ} = 210$  мм.

Окончательно ширину полки сечения колонны назначаем с учетом сортамента листового проката (прил. 2)  $b_f = 360$  мм. Из условия равноустойчивости высоту стенки принимаем  $h_{ef} = b_f = 360$  мм.

При известной требуемой площади сечения  $A^{TP} = 130,42$  см<sup>2</sup> и принятых габаритах  $h_{ef} = b_f = 360$  мм назначаем толщину полки  $t_f$  и толщину стенки  $t_w$  сечения колонны исходя из следующих рекомендаций:  $t_w = 6...16$  мм;  $t_f = 8...40$  мм;  $t_f \leq 3t_w$ . При этом толщину полки назначаем с учетом выполнения проверки местной устойчивости. Окончательно толщины полок и стенки назначаем в соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 2):  $t_f = 16$  мм и  $t_w = 8$  мм (рис. 32).

Геометрические характеристики подобранного сечения:

$$A = 2b_f t_f + h_{ef} t_w = 2 \cdot 36 \cdot 1,6 + 36 \cdot 0,8 = 144 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{t_w h_{ef}^3}{12} + 2 \frac{b_f t_f^3}{12} + 2b_f t_f \left( \frac{h_{ef} + t_f}{2} \right)^2 =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 36^3}{12} + 2 \cdot \frac{36 \cdot 1,6^3}{12} + 2 \cdot 36 \cdot 1,6 \cdot \left( \frac{36 + 1,6}{2} \right)^2 = 43851,26 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{h_{ef} t_w^3}{12} + 2 \frac{t_f b_f^3}{12} = \frac{36 \cdot 0,8^3}{12} + 2 \cdot \frac{1,6 \cdot 36^3}{12} = 12443,13 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{43851,26}{144}} = 17,451 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{12443,13}{144}} = 9,296 \text{ см}.$$

Определяем гибкости

$$\lambda_x = l_{efx} / i_x = 355,5 / 17,451 = 20,37; \quad \lambda_y = l_{efy} / i_y = 604,6 / 9,296 = 65,04.$$

По наибольшей из двух гибкостей  $\lambda_{\max} = \lambda_y = 65,04$  определяем условную гибкость  $\bar{\lambda}_{\max} = \lambda_{\max} \sqrt{R_y / E} = 65,04 \cdot \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 2,22$ . По условной гибкости  $\bar{\lambda}_{\max} = 2,22$  для типа сечения  $b$  по [2, табл. Д.1] определяем интерполяцией коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi_{\min} = 0,79$ .

Проверка общей устойчивости колонны

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{2382}{0,79 \cdot 144} = 20,94 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Общая устойчивость колонны обеспечена.

Гибкость колонны не превышает предельного значения [2, табл. 32]

$$\lambda_{\max} = 65,04 < \lambda_{li} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,873 = 127,6,$$

где  $\alpha = N / \varphi_{\min} AR_y \gamma_c = 2382 / (0,79 \cdot 144 \cdot 24 \cdot 1) = 0,873 > 0,5$ .

Проверка местной устойчивости полки [2, п. 7.3.8]

$$\bar{\lambda}_f = 0,397 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,582 ,$$

где  $\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_{yf} / E} = (18,6 / 1,6) \cdot \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 0,397$  – условная гибкость свеса пояса, здесь  $b_{ef} = (b_f - t_w) / 2 = (38 - 0,8) / 2 = 18,6$  см – свес полки;  $\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10 \bar{\lambda}_{\max} = 0,36 + 0,10 \cdot 2,22 = 0,582$  – предельная условная гибкость свеса пояса [2, табл. 10], при этом условная гибкость удовлетворяет требованиям [2, п. 7.3.8], т.е.  $\bar{\lambda}_{\max} = 2,22 > 0,8$  и  $\bar{\lambda}_{\max} = 2,22 < 4$ .

Местная устойчивость полки обеспечена.

Проверка местной устойчивости стенки [2, п. 7.3.2]

$$\bar{\lambda}_w = 1,536 < \bar{\lambda}_{uw} = 1,977 ,$$

где  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{36}{0,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,536$  – условная гибкость стенки;

$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}_y = 1,20 + 0,35 \cdot 2,22 = 1,977 < 2,3$  – предельная условная гибкость стенки, определяемая по [2, табл. 9] при  $\bar{\lambda}_{\max} = 2,22 > 2$ .

Местная устойчивость стенки обеспечена.

В соответствии с [2, п. 7.3.3] укреплять стенку поперечными ребрами жесткости не требуется, так как  $\bar{\lambda}_w = 1,536 < 2,3$ .

Швы крепления поясов со стенкой выполняются двусторонними, автоматической сваркой в лодочку. Марку сварочной проволоки выбираем по [2, табл. Г.1] в зависимости от нормативного сопротивления по пределу текучести для стали колонны. Принимаем сварочную проволоку Св-08Г2С по ГОСТ 2246–70 (диаметр проволоки  $d = 3 \dots 5$  мм).

Катет поясных сварных швов назначаем равным минимальному значению, определяемому по [2, табл. 38]. Для таврового соединения с двусторонними угловыми швами при толщине более толстого из свариваемых элементов  $t_f = 16$  мм принимаем катет швов  $k_f = 4$  мм.

### 10.3 Подбор сечения сквозной колонны К4

Стержень сквозной колонны проектируем из двух прокатных швеллеров, соединенных между собой планками. По [2, табл. В.5] для стали колонны С245 определяем расчетное сопротивление по пределу текучести  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup>, принимая в первом приближении толщину полки колонны  $t_f = 10 \dots 20$  мм.

На первом этапе выполняем расчет колонны относительно материальной оси  $x$ . Для подбора сечения колонны задаемся гибкостью  $\lambda_3 = 30$ . Определяем условную гибкость стержня колонны

$$\bar{\lambda}_3 = \lambda_3 \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,024.$$

По условной гибкости  $\bar{\lambda}_3 = 1,024$  находим коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi_3 = 0,945$  по [2, табл. Д.1] для типа сечения  $b$ .

Определяем требуемую площадь сечения одной ветви колонны из условия обеспечения общей устойчивости

$$A_{\text{тp}}^{\text{в}} = \frac{N}{2\varphi_3 R_y \gamma_c} = \frac{2382}{2 \cdot 0,945 \cdot 24 \cdot 1} = 52,51 \text{ см}^2,$$

где 2 – количество ветвей сечения сквозной колонны.

По требуемой площади  $A_{\text{тp}}^{\text{в}} = 52,51 \text{ см}^2$  по сортаменту подбираем сечение ветви колонны. Принимаем сечение из прокатного швеллера №36У по ГОСТ 8240-89 (рис. 33). Из сортамента выписываем геометрические характеристики подобранного сечения ветви:

$$A_{\text{в}} = 53,4 \text{ см}^2; b_f = 110 \text{ мм}; h = 360 \text{ мм}; t_f = 12,6 \text{ мм}; t_w = 7,5 \text{ мм};$$

$$i_x^{\text{в}} = 14,2 \text{ см}; i_y^{\text{в}} = 3,1 \text{ см}; z_0 = 26,8 \text{ мм}; I_y^{\text{в}} = 513 \text{ см}^4.$$

Определяем геометрические характеристики сечения колонны относительно материальной оси  $x$  и гибкость колонны

$$A = 2A_{\text{в}} = 2 \cdot 53,4 = 106,8 \text{ см}^2; i_x = i_x^{\text{в}} = 14,2 \text{ см};$$

$$\lambda_x = l_{\text{ef}x} / i_x = 355,5 / 14,2 = 25,04.$$

Вычисляем условную гибкость сечения колонны

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 25,04 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,1 \cdot 10^4}} = 0,855.$$

По условной гибкости  $\bar{\lambda}_x = 0,855$  для типа сечения  $b$  по [2, табл. Д.1] определяем интерполяцией коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi_x = 0,961$ .

Проверяем устойчивость колонны относительно материальной оси  $x$

$$\sigma_x = \frac{N}{A\varphi_x} = \frac{2382}{106,8 \cdot 0,961} = 23,2 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость колонны относительно оси  $x$  обеспечена.

На втором этапе расчетом относительно свободной оси  $y$  определяем расстояние между ветвями колонны. Принимаем в первом приближении гибкость ветви  $\lambda_b = 10$  и определяем требуемую гибкость колонны относительно свободной оси  $y$

$$\lambda_y^{\text{тp}} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_b^2} = \sqrt{25,04^2 - 10^2} = 22,96.$$

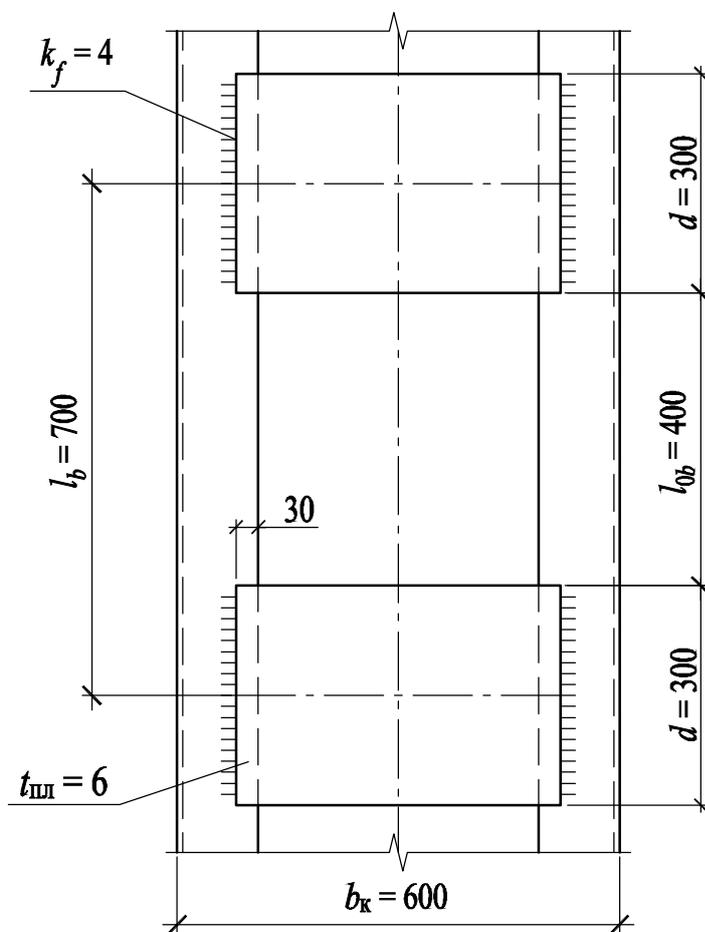
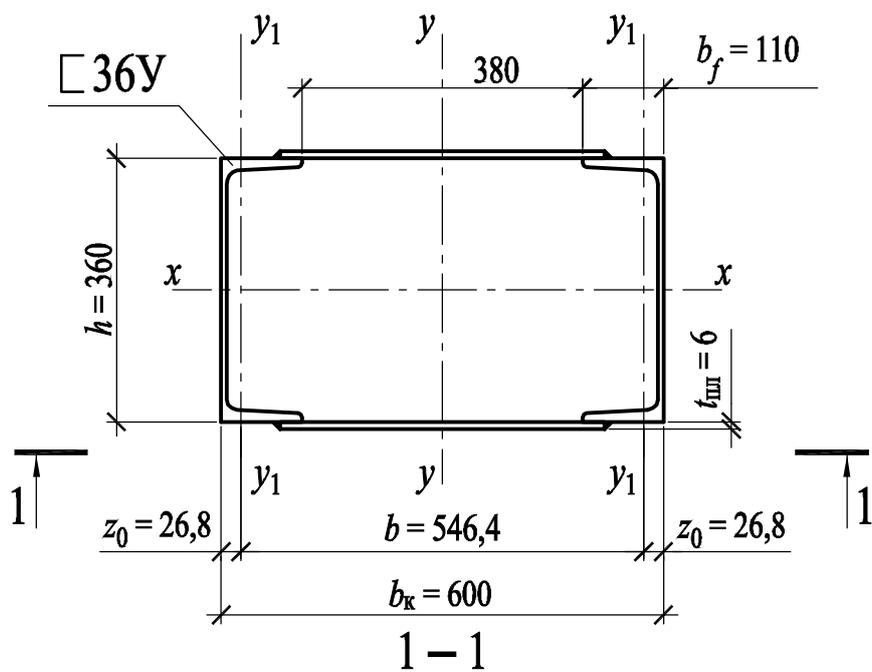


Рис. 33. Стержень сквозной колонны К4

Определяем требуемый радиус сечения колонны и расстояние между осями ветвей

$$i_y^{\text{TP}} = l_{efy} / \lambda_y^{\text{TP}} = 604,6 / 22,96 = 26,34 \text{ см};$$

$$b^{\text{TP}} = i_y^{\text{TP}} / \alpha_y = 26,34 / 0,44 = 59,9 \text{ см.}$$

где  $\alpha_y = 0,44$  – коэффициент, принимаемый для сквозного сечения колонны с ветвями из швеллеров (для сечения с ветвями из двутавров  $\alpha_y = 0,24$ ).

По конструктивным требованиям в целях обеспечения необходимого зазора между внутренними кромками полки ветвей минимальное расстояние между осями ветвей принимаем равным

$$b_{\min} = 2(b_f - z_0) + 100 \dots 150 \text{ мм} =$$

$$= 2 \cdot (110 - 26,8) + 100 \dots 150 \text{ мм} = 266,4 \dots 316,4 \text{ мм},$$

где  $b_f$  – ширина полки швеллера;  $z_0$  – расстояние от центра тяжести сечения до наружной грани стенки швеллера.

Из условий  $b \geq b_{\min}$  и  $b \approx b^{\text{TP}}$  окончательно принимаем расстояние между осями ветвей  $b = 546,4$  мм. Габаритная ширина колонны равна  $b_k = b + 2z_0 = 546,4 + 2 \cdot 26,8 = 600$  мм (размер  $b$  рекомендуется назначать таким, чтобы ширина колонны  $b_k$  получалась кратной 10 мм).

Ширину соединительных планок назначаем из условия  $d = (0,5 \dots 0,75)b_k = (0,5 \dots 0,75) \cdot 600 = 300 \dots 450$  мм, а толщину планок  $t_{\text{пл}} = 6 \dots 10$  мм. Окончательно размеры планок принимаем в соответствии с сортаментом листового проката (прил. 4):  $d = 300$  мм,  $t_{\text{пл}} = 6$  мм.

Назначаем расстояние между планками в свету  $l_{0b} \approx i_b \lambda_b = 3,1 \cdot 10 = 31$  см, где  $i_b = i_y^{\text{B}}$  – радиус инерции сечения ветви относительно оси  $y_1$ . Принимаем окончательно  $l_{0b} = 400$  мм (размер  $l_{0b}$  принимается кратным 10 мм). Расстояние между центрами тяжести планок  $l_b = l_{0b} + d = 400 + 300 = 700$  мм (см. рис. 33).

Геометрические характеристики сечения колонны:

$$I_y = 2(I_y^{\text{B}} + A_{\text{B}}(b/2)^2) = 2 \cdot (513 + 53,4 \cdot (54,64/2)^2) = 80739,6 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{80739,6}{106,8}} = 27,5 \text{ см.}$$

Определяем гибкость колонны в целом  $\lambda_y = l_{efy} / i_y = 604,6 / 27,5 = 22$ . Гибкость ветви на участке между сварными швами крепления планок  $\lambda_{b1} = l_{0b} / i_b = 40 / 3,1 = 12,9$ . Момент инерции сечения планки  $I_s = t_{\text{пл}} d^3 / 12 = 0,6 \cdot 30^3 / 12 = 1350 \text{ см}^4$ .

Определяем приведенную гибкость по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2} = \sqrt{22^2 + 0,82 \cdot (1+0,297) \cdot 12,9^2} = 25,7,$$

где  $n = I_{b1}b / I_s I_b = 513 \cdot 54,64 / (1350 \cdot 70) = 0,297$ , здесь  $I_{b1} = I_y^{\text{B}} = 513 \text{ см}^4$  – момент инерции сечения ветви относительно оси  $y_1$ .

По условной приведенной гибкости сквозного сечения колонны  $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E} = 25,7 \cdot \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 0,877$  определяем коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi_{ef} = 0,959$  по [2, табл. Д.1] для типа сечения  $b$ .

Проверка устойчивости колонны относительно свободной оси  $y$

$$\sigma_y = \frac{N}{A\varphi_{ef}} = \frac{2382}{106,8 \cdot 0,959} = 23,26 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость колонны относительно оси  $y$  обеспечена.

Расчет соединительных планок сквозной колонны проводим на условную поперечную силу

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi_x} =$$

$$= 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left( 2330 - \frac{2,06 \cdot 10^4}{24} \right) \cdot \frac{2382}{0,961} = 26,08 \text{ кН}.$$

Определяем поперечную силу и наибольший изгибающий момент в месте крепления планки к ветви колонны

$$F_s = \frac{Q_{fic} l_b}{2b} = \frac{26,08 \cdot 70}{2 \cdot 54,64} = 16,7 \text{ кН}; \quad M_s = \frac{Q_{fic} l_b}{4} = \frac{26,08 \cdot 70}{4} = 456,4 \text{ кНсм}.$$

Сталь планок принимаем такой же, как сталь колонны С245 (табл. 11). Проверяем прочность планки на изгиб и срез

$$\sigma = \frac{6M_s}{t_{III} d^2} = \frac{6 \cdot 456,4}{0,6 \cdot 30^2} = 5,07 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{F_s}{t_{III} d} = \frac{16,7}{0,6 \cdot 30} = 0,93 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 0,58 \cdot 24 \cdot 1 = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность планки обеспечена.

Угловые сварные швы крепления планок к ветвям колонны выполняем ручной сваркой. Тип электрода Э42 выбираем по [2, табл. Г.1] в зависимости от стали свариваемых элементов С245, имеющей нормативное сопротивление по пределу текучести  $R_{yn} = 24,5 \text{ кН/см}^2 < 29 \text{ кН/см}^2$  [2, табл. В.5].

Для определения опасного сечения углового сварного шва сравниваем следующие значения:

$$R_{wf} \beta_f = 18 \cdot 0,7 = 12,6 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \beta_z = 16,65 \cdot 1 = 16,65 \text{ кН/см}^2,$$

где  $\beta_f = 0,7$  и  $\beta_z = 1$  – коэффициенты глубины проплавления [2, табл. 39];  $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу шва [2, табл. Г.2] для типа электрода Э42;  $R_{wz} = 0,45 R_{um} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу границы сплавления

[2, табл. 4], здесь  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопротивление, определяемое по [2, табл. В.5].

Так как  $R_{wf} \beta_f = 12,6 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \beta_z = 16,65 \text{ кН/см}^2$ , то расчет ведем по металлу шва.

Геометрические характеристики сварного шва по металлу шва:

$$A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0,7 \cdot 0,4 \cdot 29 = 8,12 \text{ см}^2;$$

$$W_{wf} = \frac{\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{0,7 \cdot 0,4 \cdot 29^2}{6} = 39,24 \text{ см}^3,$$

где  $k_f = 4 \text{ мм}$  – минимально допустимый катет шва, принимаемый по [2, табл. 38] для нахлесточного соединения при толщине более толстого из свариваемых элементов  $t_f = 12,6 \text{ мм}$ ;  $l_w$  – расчетная длина углового сварного шва с учетом непровара и кратера  $l_w = d - 10 \text{ мм} = 300 - 10 = 290 \text{ мм}$ .

Расчет сварного шва крепления планки выполняем по равнодействующим напряжениям от изгиба и сдвига

$$\begin{aligned} \tau_{wf} &= \sqrt{\left(\frac{F_s}{A_{wf}}\right)^2 + \left(\frac{M_s}{W_{wf}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{16,7}{8,12}\right)^2 + \left(\frac{456,4}{39,24}\right)^2} = \\ &= 11,81 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Прочность сварного шва обеспечена.

В соответствии с требованиями [2, п. 15.3.5] ширину концевых планок в сквозной колонне назначаем равной  $d_k = (1,3 \dots 1,7) d = (1,3 \dots 1,7) \cdot 300 = 390 \dots 510 \text{ мм}$ . Принимаем ширину концевых планок  $d_k = 400 \text{ мм}$ .

## 10.4 Расчет баз колонны К4

### 10.4.1 Расчет базы колонны сплошного сечения

Для колонны сплошного сечения проектируем базу без траверсы (с фрезерованным торцом стержня колонны). Сталь опорной плиты базы принимаем такой же, как сталь колонны С245. Класс бетона фундамента В15 (табл. 11).

Определяем расчетное сопротивление бетона смятию

$$R_{b,loc} = R_b \gamma = 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \text{ кН/см}^2,$$

где  $R_b = 0,612 \text{ кН/см}^2$  – призмная прочность бетона класса В15 (прил. 5),  $\gamma$  – коэффициент учитывающий местное сжатие бетона, принимаемый в первом приближении  $\gamma = 1,2$ .

Требуемая площадь опорной плиты

$$A_{\text{пл}}^{\text{TP}} = N / R_{b,loc} \gamma_c = 2382 / 1,02 \cdot 1 = 2335,3 \text{ см}^2.$$

Плиту проектируем квадратной в плане

$$B = L \geq \sqrt{A_{\text{пл}}^{\text{TP}}} = \sqrt{2335,3} = 48,4 \text{ см.}$$

С учетом размещения стержня сплошной колонны назначаем по сортаменту листового проката (прил. 2) опорную плиту базы с размерами  $B = L = 560 \text{ мм}$  (рис. 34, а).

При расчетах базы размеры фундамента под опорной плитой можно принять на 300 ... 400 мм больше габаритов плиты. Назначаем размеры фундамента  $B_{\text{ф}} = L_{\text{ф}} = 560 + 300 = 860 \text{ мм}$ .

Площадь опорной плиты и верхнего обреза фундамента

$$A_{\text{пл}} = BL = 56 \cdot 56 = 3136 \text{ см}^2; A_{\text{ф}} = B_{\text{ф}} L_{\text{ф}} = 86 \cdot 86 = 7396 \text{ см}^2.$$

Уточняем коэффициент, учитывающий местное сжатие бетона, и расчетное сопротивление бетона смятию:

$$\gamma = \sqrt[3]{A_{\text{ф}} / A_{\text{пл}}} = \sqrt[3]{7396 / 3136} = 1,53;$$

$$R_{b,loc} = R_b \gamma = 0,85 \cdot 1,53 = 1,3 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем реактивный отпор фундамента под плитой

$$q = \frac{N}{A_{\text{пл}}} = \frac{2382}{3136} = 0,76 \text{ кН/см}^2 < R_{b,loc} \gamma_c = 1,3 \text{ кН/см}^2.$$

Вначале толщину опорной плиты определяем приближённым методом по балочной схеме (рис. 34, б). Находим изгибающий момент в плите по кромке колонны, рассматривая трапециевидный участок плиты как консоль

$$M = A_{\text{трап}} q c = 386,4 \cdot 0,76 \cdot 4,5 = 1321,5 \text{ кНсм},$$

где  $A_{\text{трап}}$  – площадь сечения трапеции

$$A_{\text{трап}} = \frac{a(B + b_f)}{2} = \frac{8,4 \cdot (56 + 36)}{2} = 386,4 \text{ см}^2;$$

$c$  – расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны

$$c = \frac{a(2B + b_f)}{3(B + b_f)} = \frac{8,4 \cdot (2 \cdot 56 + 36)}{3 \cdot (56 + 36)} = 4,5 \text{ см.}$$

Требуемая толщина опорной плиты

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M}{b_f R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1321,5}{36 \cdot 23 \cdot 1}} = 3,1 \text{ см},$$

где  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали по пределу текучести [2, табл. В.5] для стали С245 при  $t_{\text{пл}} = 20 \dots 30 \text{ мм}$ .

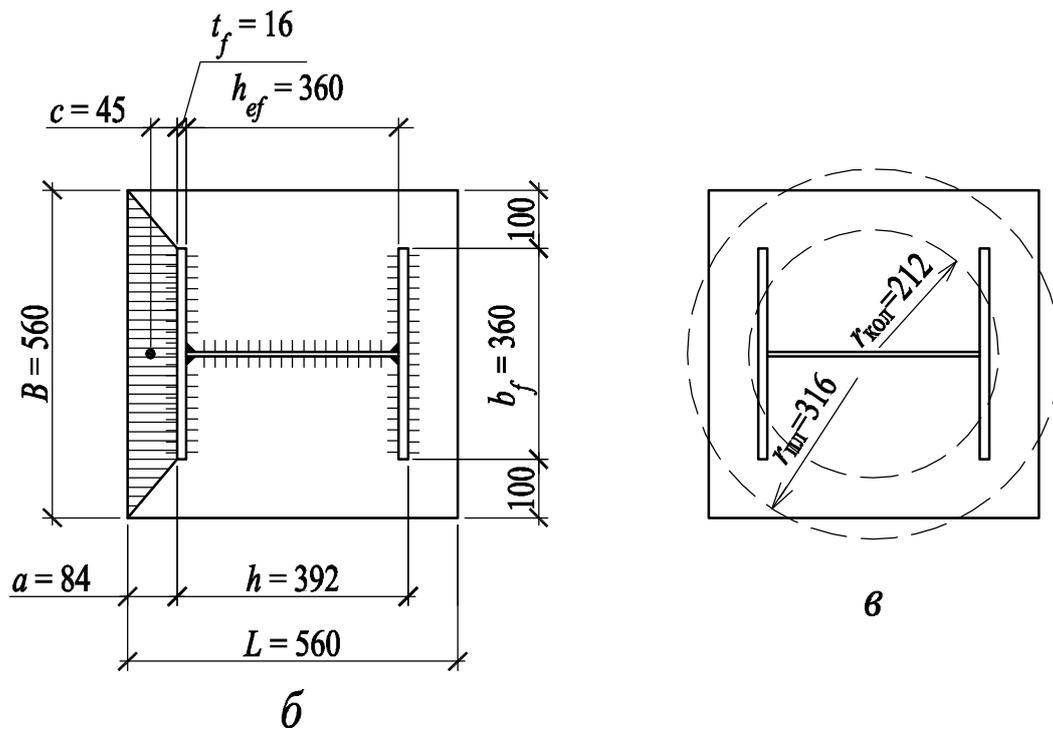
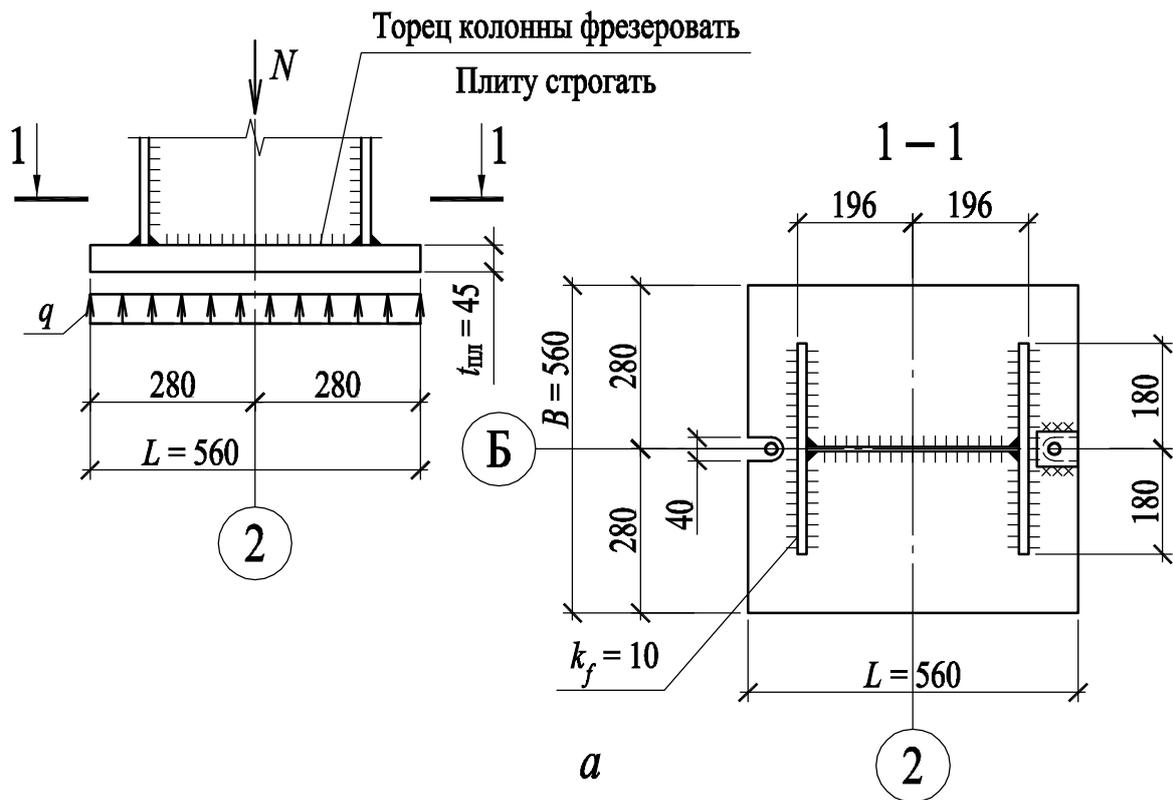


Рис. 34. База колонны сплошного сечения: *a* — конструктивное решение базы; *б, в* — к определению толщины плиты

Так как толщина плиты получается более 30 мм, то опорную плиту проектируем из стали С255 с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$  при  $t_{\text{пл}} = 20 \dots 40 \text{ мм}$ .

Принимаем толщину опорной плиты  $t_{\text{пл}} = 32 \text{ мм}$  (прил. 2).

Проверяем назначенную толщину плиты более точным методом, учитывая пространственный изгиб плиты. Для этого квадратную плиту и прямоугольное сечение колонны заменяем равновеликими по площади кругами (рис. 34, в):

$$r_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{A_{\text{пл}}}{\pi}} = \sqrt{\frac{3136}{3,14}} = 31,6 \text{ см}; \quad r_{\text{кол}} = \sqrt{\frac{A_{\text{кол}}}{\pi}} = \sqrt{\frac{b_f h}{\pi}} = \sqrt{\frac{36 \cdot 39,2}{3,14}} = 21,2 \text{ см}.$$

Изгибающие моменты), приходящиеся на единичные полосы в радиальном и тангенциальном направлениях, определяем по формулам:

$$M_r = k_r N = 0,02 \cdot 2382 = 47,64 \text{ кНсм};$$

$$M_t = k_t N = 0,0377 \cdot 2382 = 89,8 \text{ кНсм},$$

где  $k_r$ ,  $k_t$  – коэффициенты, зависящие от отношения радиусов контура колонны и плиты  $r_{\text{кол}} / r_{\text{пл}} = 21,2 / 31,6 = 0,67$ , определяемые по прил. 6.

Нормальные напряжения в опорной плите

$$\sigma_r = \frac{6M_r}{t_{\text{пл}}^2} = \frac{6 \cdot 47,64}{3,2^2} = 27,91 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_t = \frac{6M_t}{t_{\text{пл}}^2} = \frac{6 \cdot 89,8}{3,2^2} = 52,62 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Проверки прочности плиты по нормальным напряжениям уже не выполняются, поэтому проверку плиты по приведенным напряжениям не проводим, так как она заведомо не обеспечена. По результатам промежуточных расчетов по подбору толщины плиты, окончательно опорную плиту принимаем из стали С345 толщиной  $t_{\text{пл}} = 45 \text{ мм}$ . Расчетное сопротивление стали по пределу текучести  $R_y = 28 \text{ кН/см}^2$  [2, табл. В.5].

Нормальные напряжения в опорной плите

$$\sigma_r = \frac{6M_r}{t_{\text{пл}}^2} = \frac{6 \cdot 47,64}{4,5^2} = 14,12 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 28 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_t = \frac{6M_t}{t_{\text{пл}}^2} = \frac{6 \cdot 89,8}{4,5^2} = 26,61 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 28 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения определяем из условия продавливания

$$\tau = \frac{N}{2\pi r_{\text{кол}} t_{\text{пл}}} = \frac{2328}{2 \cdot 3,14 \cdot 21,2 \cdot 4,5} = 3,89 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность плиты проверяем по приведенным напряжениям

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r \sigma_t + 3\tau^2} =$$

$$= \sqrt{14,12^2 + 26,61^2 - 14,12 \cdot 26,61 + 3 \cdot 3,89^2} = 24,03 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 28 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность опорной плиты обеспечена.

Сварные швы, прикрепляющие колонну с фрезерованным торцом к опорной плите, рассчитываем на усилие, составляющее 15 % от общего давления. Сварка ручная электродами Э46А [2, табл. 55]. При сварке колонны из стали С245 с опорной плитой из стали С345 тип электрода выбираем в соответствии с [2, табл. 55] по менее прочной стали С245 с нормативным сопротивлением по пределу текучести  $R_{yn} = 24 \text{ кН/см}^2 < 29 \text{ кН/см}^2$ , при этом принимаем электроды, дающие металл шва с повышенными пластическими свойствами, т.е. имеющие в названии букву А.

Проверяем прочность сварного шва:

по металлу шва

$$\tau_{wf} = \frac{0,15N}{\beta_f k_f \Sigma l_w} = \frac{0,15 \cdot 2328}{0,7 \cdot 1,0 \cdot 206,4} = 2,42 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \gamma_c = 20 \text{ кН/см}^2 ;$$

по металлу границы сплавления

$$\tau_{wz} = \frac{0,15 \cdot N}{\beta_z k_f \Sigma l_w} = \frac{0,15 \cdot 2328}{1 \cdot 1,0 \cdot 206,4} = 1,69 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \gamma_c = 16,65 \text{ кН/см}^2 ,$$

где  $\beta_f = 0,7$ ,  $\beta_z = 1$  – коэффициенты глубины проплавления [2, табл. 39];  $k_f = 10$  мм – катет шва, принимаемый по [2, табл. 38] при  $t_{пл} = 45$  мм;  $R_{wf} = 20 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу шва, определяемое по [2, табл. Г.2] для электродов Э46А;  $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление углового шва по металлу границы сплавления, здесь  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – нормативное временное сопротивление, определяемое по [2, табл. В.5] для стали С245 при  $t_f = 16$  мм;  $\Sigma l_w$  – сумма длин сварных швов крепления колонны к плите за вычетом по 1 см на каждом непрерывном участке шва

$$\begin{aligned} \Sigma l_w &= 2(h_{ef} - 1) + 2(b_f - 1) + 4(b_{ef} - 1) = \\ &= 2 \cdot (36 - 1) + 2 \cdot (36 - 1) + 4 \cdot (17,6 - 1) = 206,4 \text{ см.} \end{aligned}$$

Фундаментные болты принимаем конструктивно  $d = 20$  мм из стали СтЗпс2 по ГОСТ 535-2005 [2, табл. Г.4], диаметр отверстий для болтов  $d_{отв} = 40$  мм.

#### 10.4.2 Расчет базы колонны сквозного сечения

Для колонны сквозного сечения проектируем базу с траверсой. Сталь элементов базы (опорная плита, траверса) принимаем такой же, как сталь колонны С245. Класс бетона фундамента В15(табл. 11).

Определяем расчетное сопротивление бетона смятию

$$R_{b,loc} = R_b \gamma = 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \text{ кН/см}^2,$$

где  $R_b = 0,612 \text{ кН/см}^2$  – призмная прочность бетона класса В15 (прил. 5),  $\gamma$  – коэффициент учитывающий местное сжатие бетона, принимаемый в первом приближении  $\gamma = 1,2$ .

Требуемая площадь опорной плиты

$$A_{пл}^{TP} = N / R_{b,loc} \gamma_c = 2382 / 1,02 \cdot 1 = 2335,3 \text{ см}^2.$$

Ширину плиты назначаем конструктивно, исходя из высоты сечения колонны

$$B \geq h + 2t_{тр} + 2c = 360 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 100 = 580 \text{ мм},$$

где  $t_{тр}$  – толщина траверсы, принимаемая в первом приближении  $t_{тр} = 10 \dots 16 \text{ мм}$ ;  $c$  – свес плиты, обычно назначаемый  $c = 40 \dots 100 \text{ мм}$ .

В соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 2) принимаем ширину плиты  $B = 600 \text{ мм}$ , назначая свес  $c = 110 \text{ мм}$ .

Требуемая длина опорной плиты

$$L^{TP} \geq A_{пл}^{TP} / B = 2335,3 / 60 = 38,92 \text{ см}.$$

Окончательно назначаем длину опорной плиты  $L = 750 \text{ мм}$  в соответствии с сортаментом на листовую сталь и из условия размещения колонны на плите (рис. 35, а).

Принимаем размеры фундамента  $B_{ф} = B + 300 = 600 + 300 = 900 \text{ мм}$ ,  $L_{ф} = L + 300 = 750 + 300 = 1050 \text{ мм}$ .

Площадь опорной плиты и верхнего обреза фундамента

$$A_{пл} = BL = 60 \cdot 75 = 4500 \text{ см}^2; A_{ф} = B_{ф} L_{ф} = 90 \cdot 105 = 9450 \text{ см}^2.$$

Уточняем коэффициент, учитывающий местное сжатие бетона, и расчетное сопротивление бетона смятию:

$$\gamma = \sqrt[3]{A_{ф} / A_{пл}} = \sqrt[3]{9450 / 4500} = 1,28;$$

$$R_{b,loc} = R_b \gamma = 0,85 \cdot 1,28 = 1,088 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем реактивный отпор фундамента под плитой

$$q = \frac{N}{A_{пл}} = \frac{2382}{4500} = 0,53 \text{ кН/см}^2 < R_{b,loc} \gamma_c = 1,088 \text{ кН/см}^2.$$

В соответствии с [2, п. 8.6.2] определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты (рис. 35, б):

участок 1 (консольный свес)

$$M_1 = 0,5qc^2 = 0,5 \cdot 0,53 \cdot 11^2 = 32,07 \text{ кНсм};$$

участок 2 (плита, опертая по трем сторонам)

$$M_3 = \alpha_3 q (d_1)^2,$$

где  $\alpha_3$  – коэффициент, принимаемый по [2, табл. Е.2] в зависимости от отношения закрепленной стороны пластинки к свободной  $a_1/d_1 = 75/360 = 0,208$ ; так как получаем отношение  $a_1/d_1 = 0,208 < 0,5$ , то участок рассчитываем как консольный

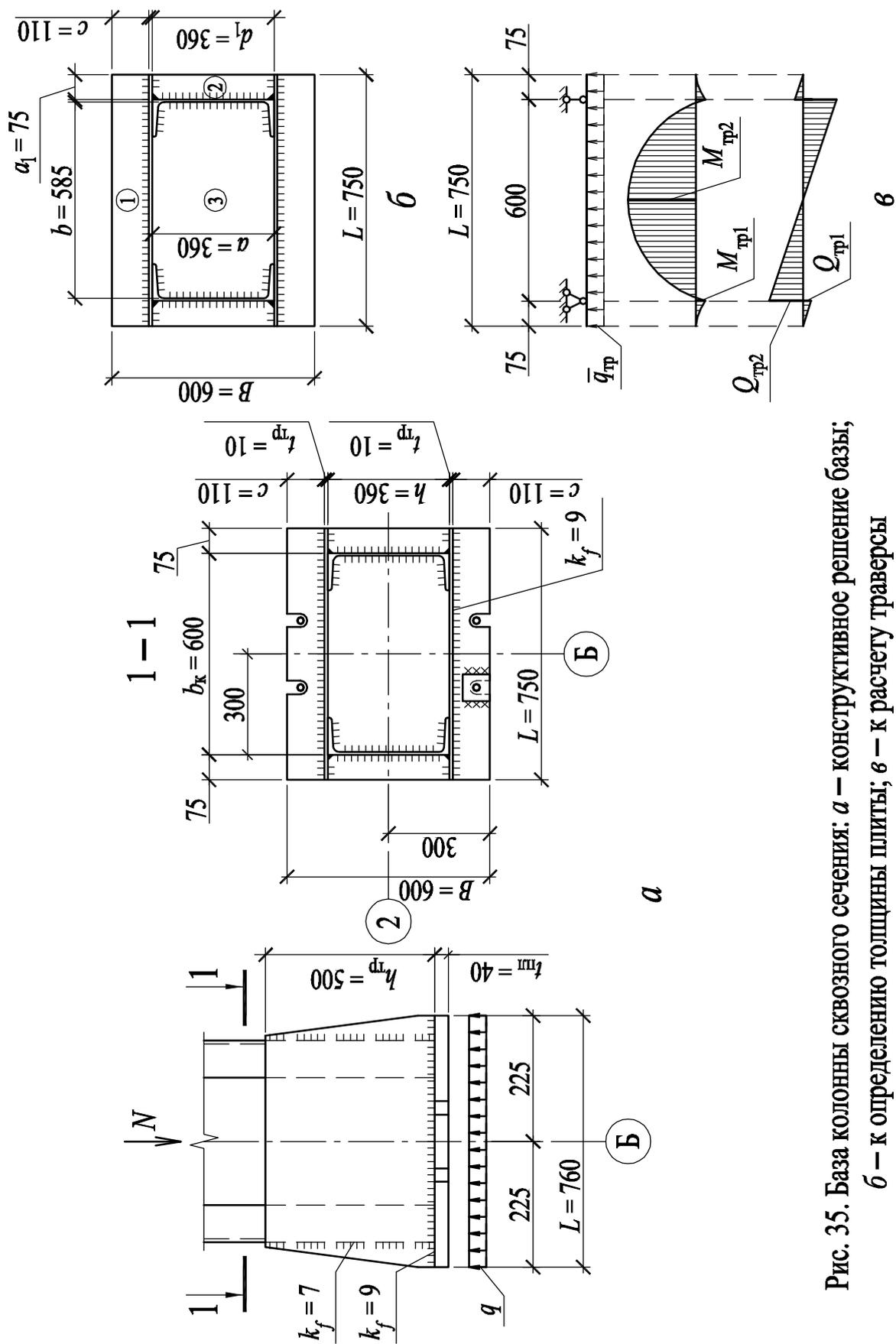


Рис. 35. База колонны сквозного сечения: а — конструктивное решение базы; б — к определению толщины плиты; б' — к расчету траверсы

$$M_3 = 0,5q(a_1)^2 = 0,5 \cdot 0,53 \cdot 7,5^2 = 14,9 \text{ кНсм};$$

участок 3 (плита, опертая по четырем сторонам)

$$M_4 = \alpha_1 q a^2 = 0,087 \cdot 0,53 \cdot 36^2 = 59,75 \text{ кНсм},$$

где  $\alpha$  – коэффициент, принимаемый по [2, табл. Е.2] в зависимости от отношения более длинной стороны к более короткой  $b / a = 585 / 360 = 1,625$ .

Наибольший изгибающий момент  $M_{\max} = M_4 = 59,75 \text{ кНсм}$  получен на четвертом участке, который опирается на четыре стороны. На данном участке установить ребра практически невозможно ввиду сложности их приварки, поэтому оставляет конструкцию плиты без изменений.

Требуемую толщину опорной плиты определяем по максимальному моменту  $M_{\max} = M_4 = 59,75 \text{ кНсм}$

$$t_{\text{пл}}^{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{\gamma_c R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 59,75}{1 \cdot 23}} = 3,95 \text{ см.}$$

где  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали по пределу текучести [2, табл. В.5] для стали С245 при  $t_{\text{пл}} = 20 \dots 30 \text{ мм}$ .

Так как толщина опорной плиты получается более 30 мм, то принимаем опорную плиту из стали С255 с расчетным сопротивлением стали по пределу текучести  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$  при  $t_{\text{пл}} = 20 \dots 40 \text{ мм}$ .

По сортаменту (прил. 1) назначаем толщину плиты  $t_{\text{пл}} = 40 \text{ мм}$ .

Высоту траверсы определяем из условия размещения сварных швов крепления траверсы к ветви колонны. Сварка полуавтоматическая сварочной проволокой СВ-08Г2С [2, табл. Г.1].

Так как  $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,35 \text{ кН/см}^2 > \beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 0,45 \cdot 37 = 17,48 \text{ кН/см}^2$ , то расчет ведем по металлу границы сплавления.

Назначив катет шва  $k_f = 6 \text{ мм}$  по [2, табл. 38], определяем требуемую длину сварного шва крепления траверсы к ветви колонны исходя из приварки четырьмя швами

$$h_{\text{тр}} \geq \frac{N}{n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{2382}{4 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 16,65 \cdot 1} + 1 = 57,8 \text{ см}.$$

Полученная по расчету высота траверсы превышает максимальную длину флангового шва  $h_{\text{тр}} = 57,8 \text{ см} > l_w^{\max} = 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9 \text{ см}$ .

Поэтому увеличиваем катет шва  $k_f = 7 \text{ мм}$  и рассчитываем высоту траверсы

$$h_{\text{тр}} \geq \frac{N}{n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{2382}{4 \cdot 1,05 \cdot 0,7 \cdot 16,65 \cdot 1} + 1 = 49,66 \text{ см},$$

$$h_{\text{тр}} < l_w^{\max} = 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,55 \text{ см.}$$

Принимаем высоту траверсы  $h_{\text{тр}} = 500 \text{ мм}$  (прил. 2).

Толщина траверсы была назначена  $t_{\text{тр}} = 10 \text{ мм}$  при определении ширины опорной плиты.

Расчет траверсы проводим на реактивный отпор фундамента, приходящийся на ее долю  $\bar{q}_{\text{тр}} = qB/2 = 0,53 \cdot 60/2 = 15,9$  кН/см.

Траверсу условно рассчитываем как однопролетную балку с консолями (рис. 35, в). Расчетные усилия в траверсе в месте прикрепления траверсы к колонне

$$M_{\text{тр}1} = 0,5 \bar{q}_{\text{тр}} a^2 = 0,5 \cdot 15,9 \cdot 7,5^2 = 447,19 \text{ кНсм};$$

$$Q_{\text{тр}1} = \bar{q}_{\text{тр}} a = 15,9 \cdot 7,5 = 119,25 \text{ кН};$$

изгибающий момент в середине траверсы

$$M_{\text{тр}2} = (\bar{q}_{\text{тр}} b_k^2 / 8) - M_{\text{тр}1} = (15,9 \cdot 60^2 / 8) - 447,19 = 6707,8 \text{ кНсм};$$

поперечная сила в траверсе справа от опоры

$$Q_{\text{тр}2} = (\bar{q}_{\text{тр}} L/2) - Q_{\text{тр}1} = (15,9 \cdot 75/2) - 119,25 = 477 \text{ кН}.$$

Геометрические характеристики сечения траверсы

$$A_{\text{тр}} = h_{\text{тр}} t_{\text{тр}} = 50 \cdot 1 = 50 \text{ см}^2; W_{\text{тр}} = h_{\text{тр}}^2 t_{\text{тр}} / 6 = 50^2 \cdot 1 / 6 = 416,66 \text{ см}^2.$$

Проверяем прочность траверсы на изгиб и срез от максимальных расчетных усилий

$$\sigma = \frac{M_{\text{тр}2}}{W_{\text{тр}}} = \frac{6707,8}{416,66} = 16,1 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{тр}2}}{A_{\text{тр}}} = \frac{477}{50} = 9,54 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 0,58 \cdot 24 \cdot 1 = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность траверсы обеспечена.

Рассчитываем горизонтальные сварные швы крепления траверсы к опорной плите. Сварка полуавтоматическая сварочной проволокой СВ-08Г2С [2, табл. Г.2]. Так как  $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,35 \text{ кН/см}^2 > \beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 0,45 \cdot 37 = 17,48 \text{ кН/см}^2$ , то расчет ведем по металлу границы сплавления.

Назначив катет шва  $k_f = 9$  мм по [2, табл. 38], проверяем прочность сварных швов по металлу границы сплавления

$$\tau_{wz} = \frac{N}{\beta_z k_f \Sigma l_w} = \frac{2382}{1,05 \cdot 0,9 \cdot 174} = 14,49 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \gamma_c = 16,65 \text{ кН/см}^2,$$

где  $\Sigma l_w$  – сумма длин сварных швов крепления траверсы к плите за вычетом по 1 см на каждом непрерывном участке шва

$$\Sigma l_w = 2 \cdot (75 - 1) + 4 \cdot (7,5 - 1) = 174 \text{ см}.$$

Прочность сварных швов обеспечена.

Фундаментные болты принимаем конструктивно  $d = 20$  мм из стали СтЗпс2 по ГОСТ 535-2005 [2, табл. Г.4], диаметр отверстий для болтов  $d_{\text{отв}} = 40$  мм.

## 10.5 Расчет оголовков колонны К4

### 10.5.1 Расчет оголовка сплошной колонны

Оголовок колонны сплошного сечения проектируем с примыканием главных балок к колонне сбоку. Сталь элементов оголовка принимаем такой же, как сталь колонны С245(табл. 11).

При примыкании главных балок к колонне сбоку опорные реакции балок передаем с их опорных ребер на столики, приваренные к полкам колонны (рис. 36). Толщину опорного столика принимаем  $t_{\text{ст}} = t_p + 20$  мм = 36 мм, где  $t_p$  – толщина опорного ребра главной балки.

Опорный столик привариваем к полке сплошной колонны угловыми швами электродами Э42 [2, табл. Г.1]. Катет шва назначаем из следующих условий:

$$k_f^{\min} \leq k_f \leq k_f^{\max},$$

где  $k_f^{\min} = 10$  мм – минимально допустимый катет шва [2, табл. 38];  $k_f^{\max} = 1,2t_{\min} = 1,2 \cdot 16 = 19,2$  мм – максимальный катет шва.

Принимаем  $k_f = 16$  мм. Так как  $\beta_f R_{wf} = 0,7 \cdot 18 = 12,6$  кН/см<sup>2</sup> <  $\beta_z R_{wz} = 1 \cdot 16,65 = 16,65$  кН/см<sup>2</sup>, то расчёт ведем по металлу шва.

Высоту столика определяем из условия размещения угловых сварных швов:

$$h_{\text{ст}} \geq \frac{1,3N}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{1,3 \cdot 2382}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,6 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 77,8 \text{ см.}$$

Предельно допустимая высота  $h_{\text{ст}}^{\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,6 = 95,2$  см.

Назначаем высоту столика  $h_{\text{ст}} = 780$  мм. Главные балки крепим к колонне на болтах нормальной точности  $d = 20$  мм.

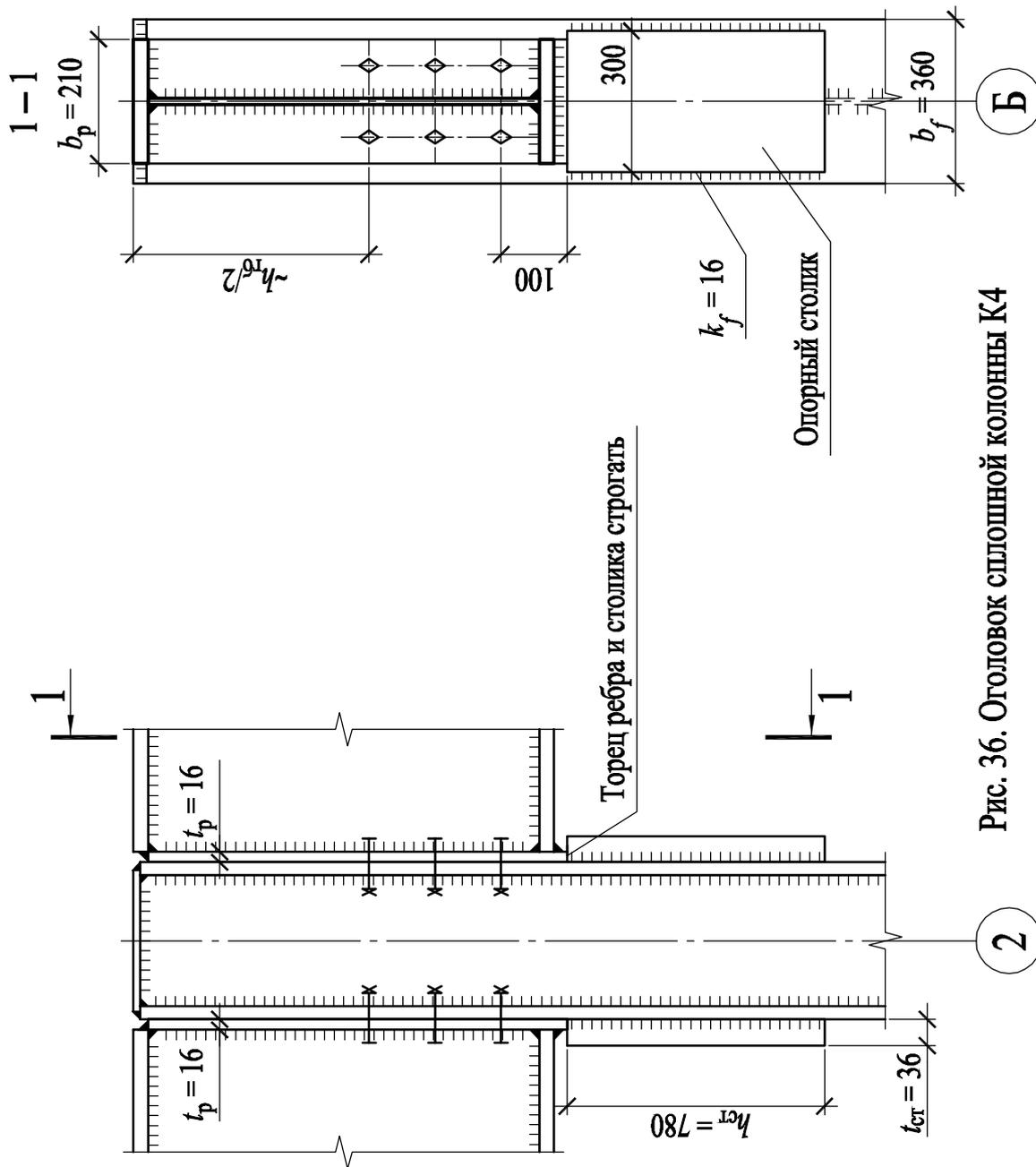


Рис. 36. Оголовки сплошной колонны К4

## 10.5.2 Расчет оголовка сквозной колонны

Оголовок колонны сквозного сечения проектируем с опиранием главных балок на колонну сверху. Сталь элементов оголовка принимаем такой же, как сталь колонны С245 (табл. 11).

Оголовок сквозной колонны состоит из опорной плиты и ребер (рис. 37). Толщину опорной плиты назначаем конструктивно  $t_{пл} = 20$  мм, размеры плиты в плане принимаем 400х640 мм. Строганную опорную плиту привариваем к фрезерованному торцу стержня колонны угловыми сварными швами катетом  $k_f = 7$  мм [2, табл. 38].

Толщину опорного ребра определяем из условия сопротивления на смятие опорным давлением:

$$t_p = \frac{N}{l_{см} R_p \gamma_c} = \frac{2382}{25 \cdot 36,09 \cdot 1} = 2,64 \text{ см},$$

где  $R_p = R_{un} / \gamma_m = 37 / 1,025 = 36,09$  кН/см<sup>2</sup> – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности, здесь  $R_{un} = 37$  кН/см<sup>2</sup> – нормативное временное сопротивление стали С245 при  $t = 20 \dots 30$  мм [2, табл. В.5];  $\gamma_m = 1,025$  – коэффициент надежности по материалу [2, табл. 3];  $l_{см}$  – длина сминаемой поверхности, принимаемая равной  $l_{см} = b'_{f,гб} + 2t_{пл} = 21 + 2 \cdot 2 = 25$  см, но не более ширины сквозной колонны  $l_{см}^{тр} \leq b_k = 600$ .

В соответствии с сортаментом на листовую сталь (прил. 2) принимаем толщину ребра  $t_p = 28$  мм.

Ребро привариваем к ветвям сквозной колонны угловыми швами электродами Э42 [2, табл. Г.1]. Катет шва назначаем из следующих условий:

$$k_f^{\min} \leq k_f \leq k_f^{\max},$$

где  $k_f^{\min} = 5$  мм – минимально допустимый катет шва [2, табл. 38],  $k_f^{\max} = 1,2t_{\min} = 1,2 \cdot 7,5 = 9$  мм – максимальный катет шва.

Принимаем  $k_f = 9$  мм. Так как  $\beta_f R_{wf} = 0,7 \cdot 18 = 12,6$  кН/см<sup>2</sup> <  $\beta_z R_{wz} = 1 \cdot 16,65 = 16,65$  кН/см<sup>2</sup>, то расчёт ведем по металлу шва.

Высоту опорного ребра определяем из условия размещения угловых сварных швов:

$$h_p \geq \frac{N}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{2382}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 53,51 \text{ см}.$$

Предельно допустимая высота  $h_p^{\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,9 = 53,55$  см.

Назначаем высоту ребра  $h_p = 535$  мм.

Проверяем опорное ребро на срез:

$$\tau = \frac{N}{h_p t_p n_s} = \frac{2382}{53,5 \cdot 2,8 \cdot 2} = 7,95 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,34 \text{ кН/см}^2,$$

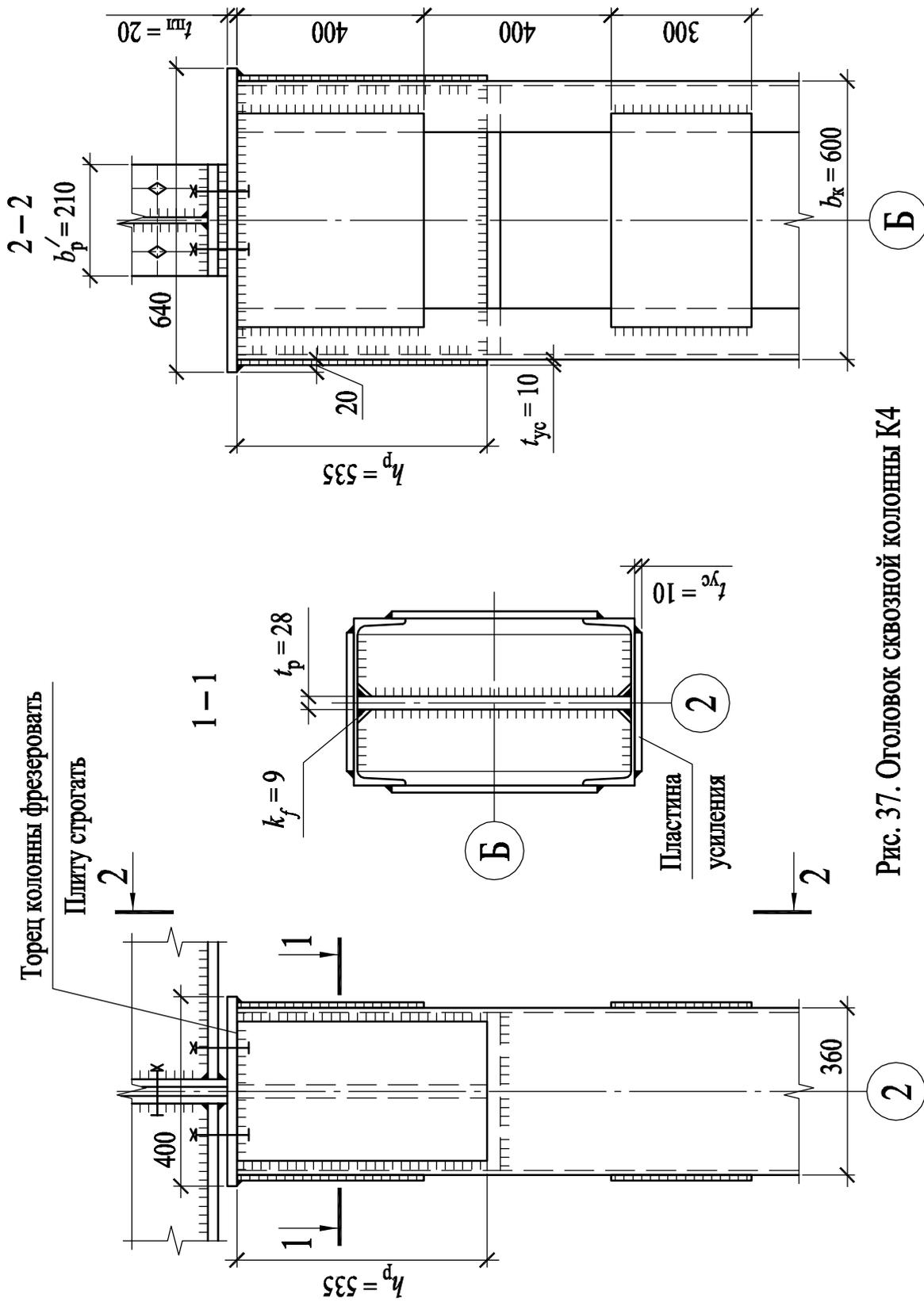


Рис. 37. Оголовок сквозной колонны К4

где  $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34$  кН/см<sup>2</sup>, здесь  $R_y = 23$  кН/см<sup>2</sup> – расчетное сопротивление по [2, табл. В.5] при  $t_p = 28$  мм;  $n_s = 2$  – количество срезов ребра оголовка.

Прочность опорного ребра обеспечена.

Проверяем стенку ветви сквозной колонны на срез по граням крепления опорного ребра оголовка

$$\tau = \frac{N}{h_p t_w n_s} = \frac{2382}{53,5 \cdot 0,75 \cdot 2} = 29,68 \text{ кН/см}^2 > R_s \gamma_c = 13,34 \text{ кН/см}^2.$$

Так как проверка не выполняется, то назначаем усиление стенок ветвей колонны в пределах высоты опорного ребра путем приварки пластин. Требуемую толщину стенки ветви в пределах ребра определяем из условия среза

$$t_{\text{тр}} = \frac{N}{h_p R_s \gamma_c n_s} = \frac{2382}{53,5 \cdot 13,34 \cdot 1 \cdot 2} = 1,67 \text{ см.}$$

Толщина пластины усиления  $t_{\text{ус}} = t_{\text{тр}} - t_w = 1,67 - 0,75 = 0,92$  см. Принимаем толщину пластин  $t_{\text{ус}} = 10$  мм.

Для придания жесткости опорному ребру оголовка низ ребра обрамляем горизонтальным ребром, размеры которого принимаем конструктивно. Крепление главных балок к колонне и соединение главных балок между собой выполняем на болтах нормальной точности  $d = 20$  мм.

Учебное издание

Абашева Лидия Петровна,  
Кочепанова Мария Николаевна

**Расчет стальных балочных клеток**

Учебное пособие

Редактор, корректор .....

---

Подписано в печать ..... . Формат 60x90/16.  
Тираж ... экз. Усл. печ. Л. ... Набор компьютерный.  
Заказ № .....

---

Издательство  
Пермского национального исследовательского  
политехнического университета.  
Адрес: 614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, к. 113.  
Тел. (342) 219-80-33.