МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»

В.С. Абрашитов

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ РАБОЧИХ ПЛОЩАДОК

Рекомендовано Редсоветом университета
в качестве учебного пособия
по курсовому проектированию

Пенза 2013

УДК 624.014:69.05
ББК 38.54
А16

Рецензенты: кафедра строительных конструкций Мордовского государственного университета им. Н.П. Огарева (зав. кафедрой, доктор технических наук, профессор, член-корреспондент РААСН В.П. Селяев);
доктор технических наук, профессор, Заслуженный деятель науки РФ, зав. кафедрой «Мосты и сооружения» Саратовского государственного технического университета И.Г. Овчинников

Абрашитов В.С.

А16 Расчет и проектирование металлических конструкций рабочих площадок: учеб. пособие / В.С. Абрашитов. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 152 с.

Содержатся рекомендации по проектированию стальных конструкций рабочих площадок: настила, балок настила, вспомогательных балок, главных балок и колонн. Излагаются методики расчета стальных настилов, прокатных балок и сварных составных балок. Показана последовательность выбора типа, подбора поперечного сечения, проверки несущей способности сплошных и сквозных колонн.

Учебное пособие подготовлено на кафедре строительных конструкций и предназначено для использования студентами заочного и дневного отделения специальности 270102 при курсовом проектировании по дисциплине «Металлические конструкции».

© Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 2013
© Абрашитов В.С., 2013

ВВЕДЕНИЕ

Балки и балочные конструкции широко распространены в несущих элементах каркасов гражданских, общественных и промышленных зданий, в балочных площадках, в междуэтажных перекрытиях, в покрытиях зданий, в мостах, эстакадах, в виде подкрановых балок производственных зданий, в конструкциях гидротехнических шлюзов и затворов, а также в других сооружениях.

Частое применение балок определяется простотой их конструкций, невысокой трудоемкостью изготовления и высокой надежностью в работе. Сплошные балки рационально применять в конструкциях небольших пролетов (15-20 м). Вместе с тем известны примеры исполнения сплошных подкрановых балок пролетом 36 м и более. В автодорожных и городских мостах пролеты сплошных балок достигают 200 м и более.

При проектировании балочного перекрытия или покрытия необходимо выбрать систему несущих балок, обычно называемую балочной площадкой. Для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, путепроводах, эстакадах и т.п. применены центрально-сжатые колонны сплошного или сквозного сечений.

Расчет и проектирование балочных конструкций и центрально-сжатых колонн по содержанию составляет большую часть учебной программы дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку». В данном учебном пособии приведены методики расчета и проектирования, указанных выше конструктивных элементов. В качестве приложения представлены алгоритмы и программы расчета конструкций на ПЭВМ, что значительно облегчает труд проектировщика.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Для снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости строительства необходимо дальнейшее совершенствование проектирования и методов расчета металлических конструкций, разработка и широкое внедрение оптимальных конструкций, удовлетворяющих эксплуатационным требованиям и экономичных по расходу материала и трудовым затратам. Выбор типа рабочей площадки, материала, конструктивных элементов, деталей и узлов определяет трудоемкость ее изготовления, стоимость и экономическую целесообразность. В пособии рассматриваются три типа рабочих площадок: упрощенный, нормальный и усложненный; приведены варианты их конструктивных элементов, а также технологический анализ и способы выбора оптимальных вариантов.

В целях обеспечения доступности материала и выработки у студентов практических навыков самостоятельного расчета и конструирования сварных конструкций теоретический материал подкрепляется примерами. Обозначение символов при расчетах соответствует СНиП П-23-81* [6]. Размерность силы в формулах принята в гектоньютонах (гН), а размерность напряжений в МПа, при этом 1 кН = 10 гН, а $1\,\frac{\text{гН}}{\text{см}^2}$=1 МПа.

Предполагается использование студентами приведенных в пособии методик анализа весовых показателей различных конструкций при выполнении учебной исследовательской работы. Пособие может быть использовано студентами строительных вузов, факультетов, техникумов, а также проектными организациями при проектировании стальных рабочих площадок различного назначения.

1. БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Балочная конструкция представляет собой конструктивный комплекс, образованный системой балок, предназначенных для восприятия нагрузок и передачи их на колонны или стены.

В зависимости от назначения, габаритных размеров, величины и характера внешней нагрузки могут выбираться разные варианты балочных конструкций, каждый из которых характеризуется своими весовыми показателями расхода металла. Задача состоит в выборе наилучшего варианта, характеризуемого минимальным расходом стали на балочную конструкцию в целом, меньшим количеством монтажных единиц, экономически целесообразной стоимостью и другими показателями.

Сопоставление вариантов производится на основании эскизного проектирования двух или трех вариантов.

По конструктивным признакам различают следующие три типа балочных конструкций: упрощенный, нормальный и усложненный.

Упрощенный тип (рис. 1) – это балочная конструкция, настил которой опирается на систему балок одного направления, передающих нагрузку на опоры.

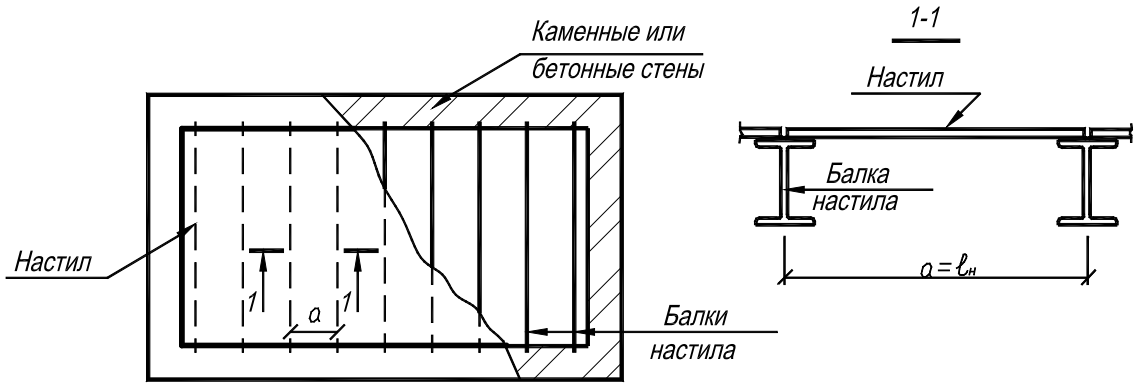


Рис. 1. Упрощенная балочная конструкция

В практике такой тип балочной конструкции оправдывает себя при небольшой ширине (пролете) здания или при отсутствии по технологическим условиям промежуточных опор. В качестве несущих балок в таких конструкциях обычно используются прокатные двутавры.

Нормальный тип (рис. 2) – это система из двух перекрестных балок. Балки, воспринимающие нагрузку от настила, называют балками настила; балки, на которые опираются балки настила, называют главными.

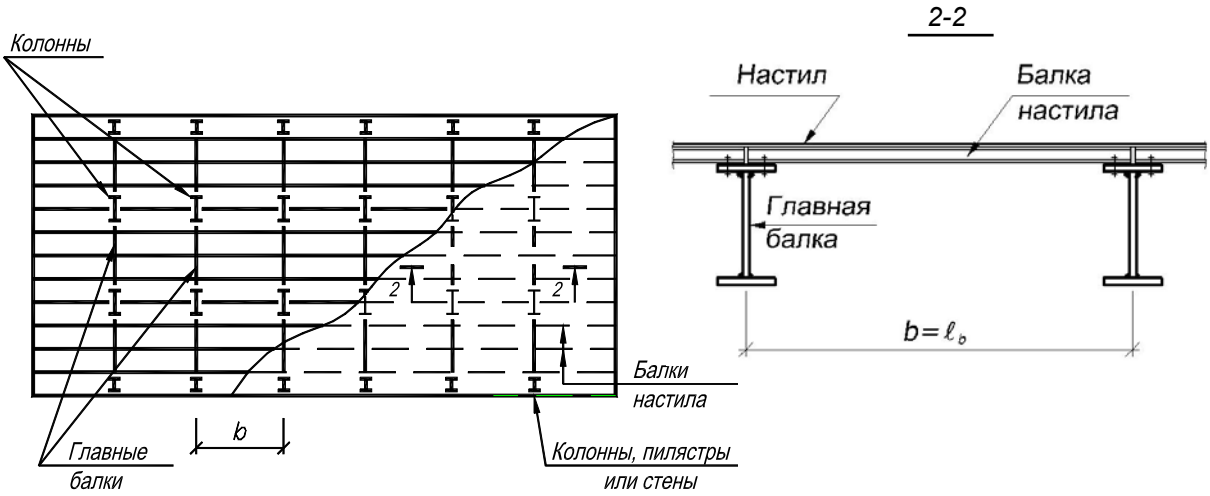


Рис. 2. Нормальная балочная конструкция

Главные балки передают нагрузку на стены или колонны (крайние, средние). Балки настила целесообразно проектировать из прокатных двутавров. Главные балки, как правило, составные.

Шаг и пролет балок настила и главных балок определяются сопоставлением весовых показателей конструктивных вариантов. Обычно пролет главных балок назначают в пределах 6-15 м, пролет балок настила 3-6 м. Шаг балок настила (пролет настила) в зависимости от величины внешней нагрузки и типа применяемого настила составляет 0,6-1,6 м.

Усложненный тип (рис. 3) – .это конструкция, усложненная введением дополнительных вспомогательных балок. При этой системе на балки настила опирается настил, балки настила опираются на вспомогательные балки, последние – на главные. Усложненный тип целесообразно использовать, когда необходимо перекрыть сравнительно большие пролеты, а число внутренних колонн свести к минимуму.

Усложненный тип балочной конструкции является более трудоемким, так как требует большего количества монтажных единиц, чем другие типы балочных конструкций.

Рациональность выбора типа балочной конструкции зависит от принятого способа сопряжения главных и вспомогательных балок.

В практике возможны три варианта сопряжений балок: поэтажное, на одном уровне и пониженное (рис. 4).

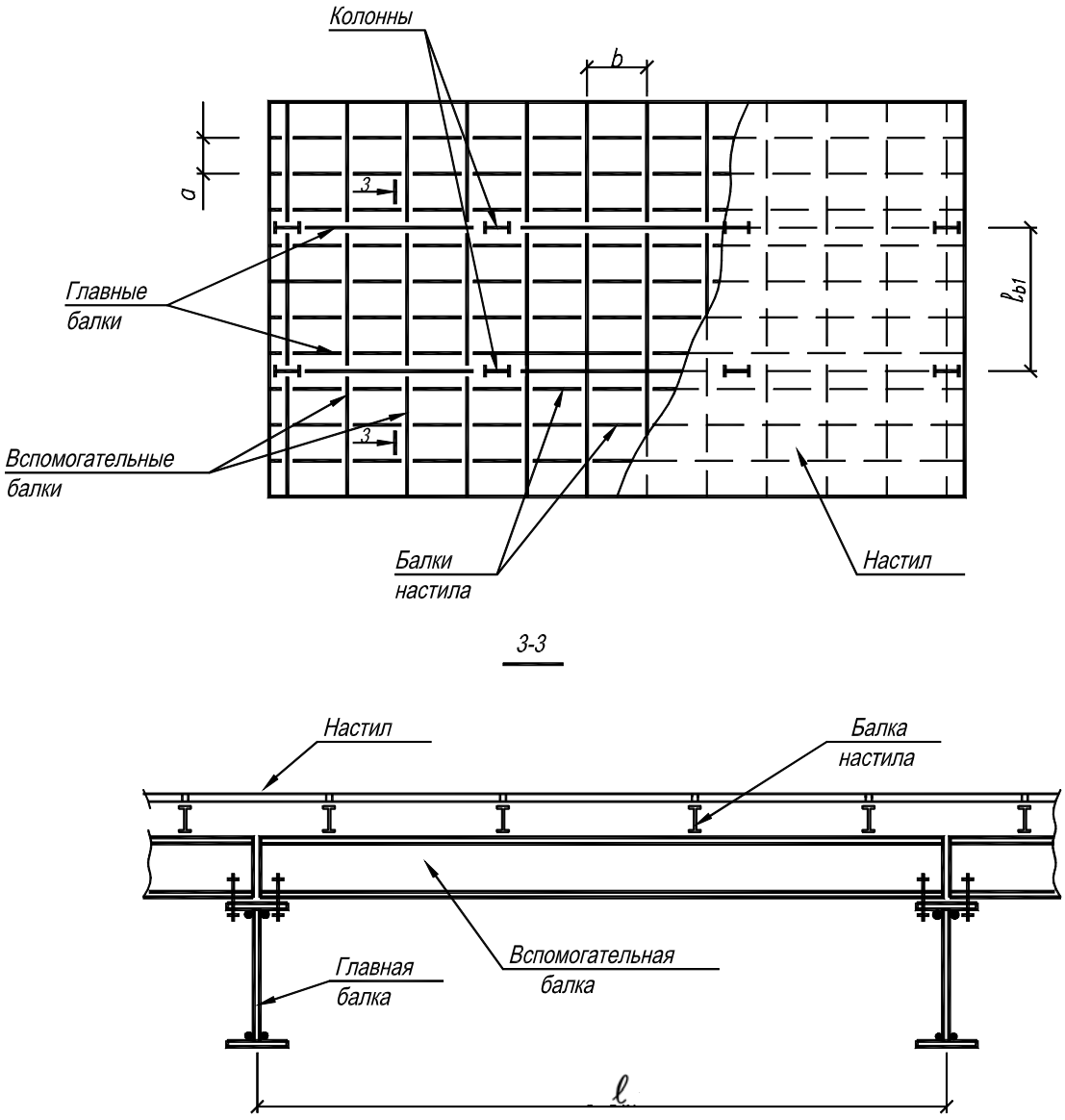


Рис. 3. Усложненная балочная конструкция

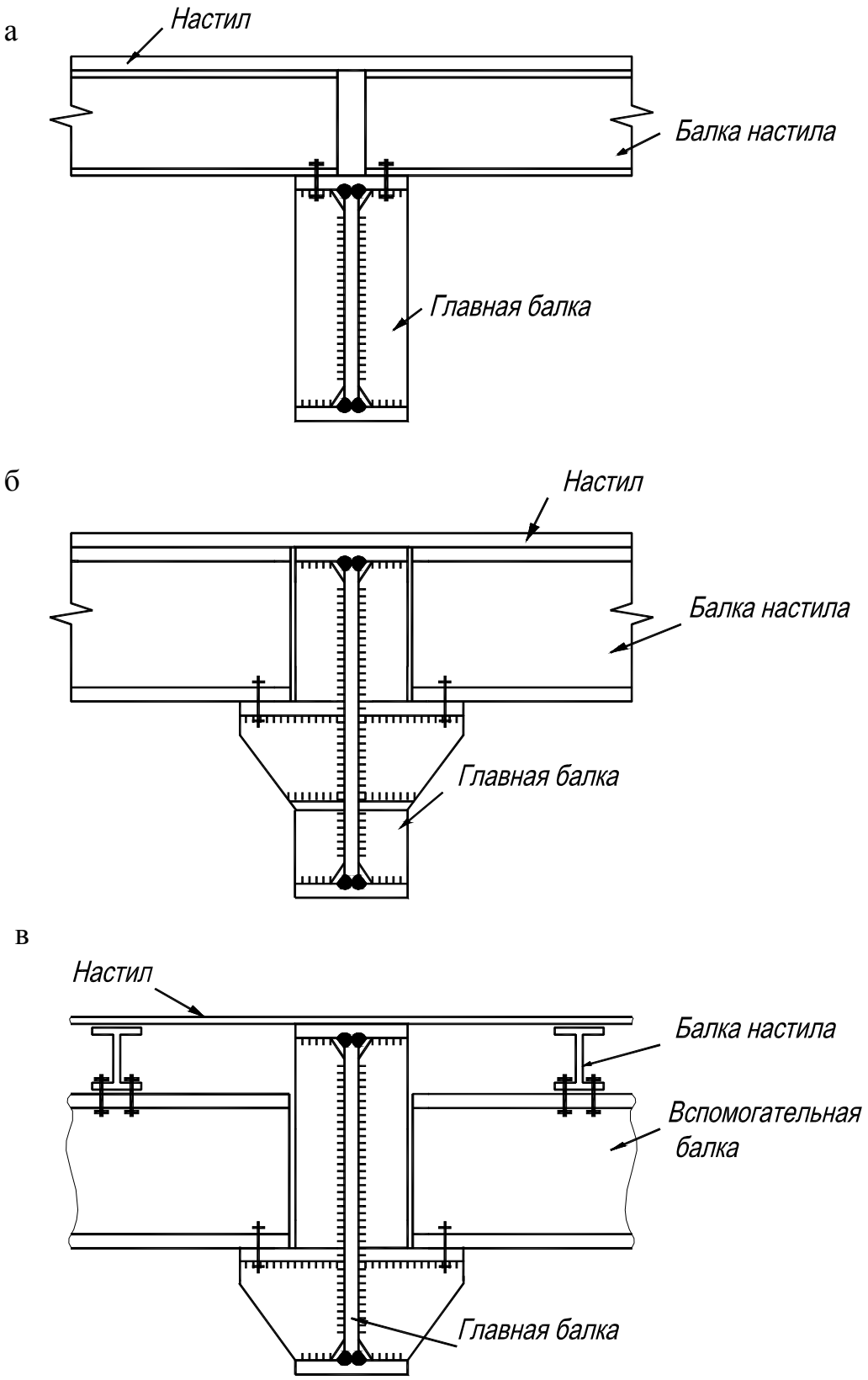


Рис. 4. Сопряжение балок:
а – поэтажное; б – в одном уровне; в – пониженное

2. НАСТИЛ

Стальные настилы могут быть плоскими, складчатыми, ребристыми и висячими. В рабочих площадках обычно используются плоские стальные настилы.

В конструктивном отношении стальной настил представляет собой пластину, опирающуюся на балки и приваренную к ним по двум, трем или четырем сторонам и нагруженную вертикальной нагрузкой.

Напряженное состояние настила зависит от способа закрепления по краям, от отношения его геометрических размеров в плане к толщине. Обычно соотношение сторон пластины в плане больше двух; поэтому для расчета выбирается условно «вырезанная» полоса шириною 1 м или 1 см вдоль короткой стороны настила, рассчитываемая как пластинка, закрепленная шарнирно-неподвижно на двух опорах и нагруженная равномерно распределенной нагрузкой (рис. 5 и 6).

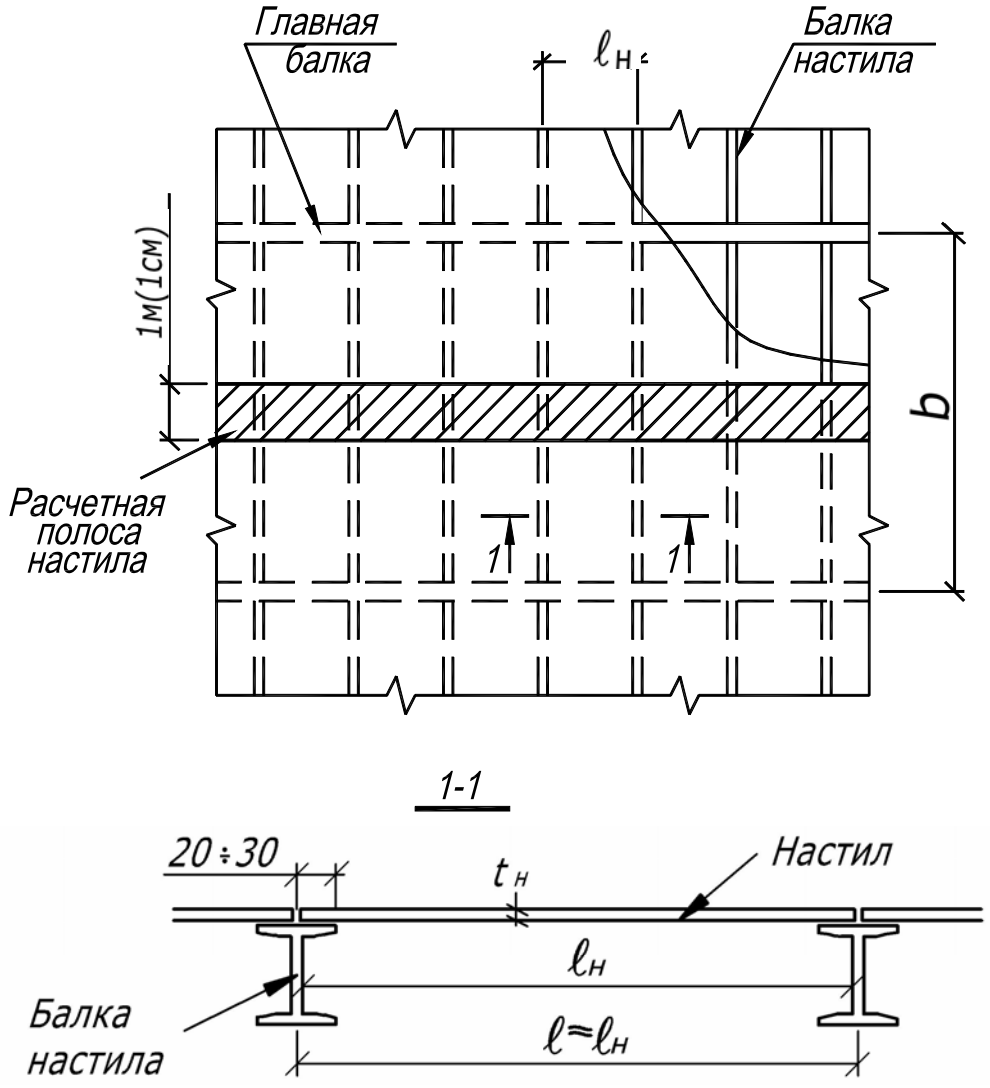


Рис. 5. Расчетная полоса настила

За расчетный пролет настила $l_н$ обычно принимают расстояние между балками настила в осях l, т.е. $l_н \approx l$.

Толщина настила обычно диктуется условием жесткости, т.е. прогибом его от нормативных нагрузок и, реже, – условием прочности. В практических расчетах толщину настила принимают в пределах $t_н = \left(\frac{1}{80}...\frac{1}{200}\right) \cdot l_н$.

При такой толщине настила напряженное состояние его будет определяться напряжениями изгиба от момента и напряжениями растяжения от продольной силы, поэтому настилы приходится рассчитывать одновременно на изгибающий момент *M* с распором *N*.

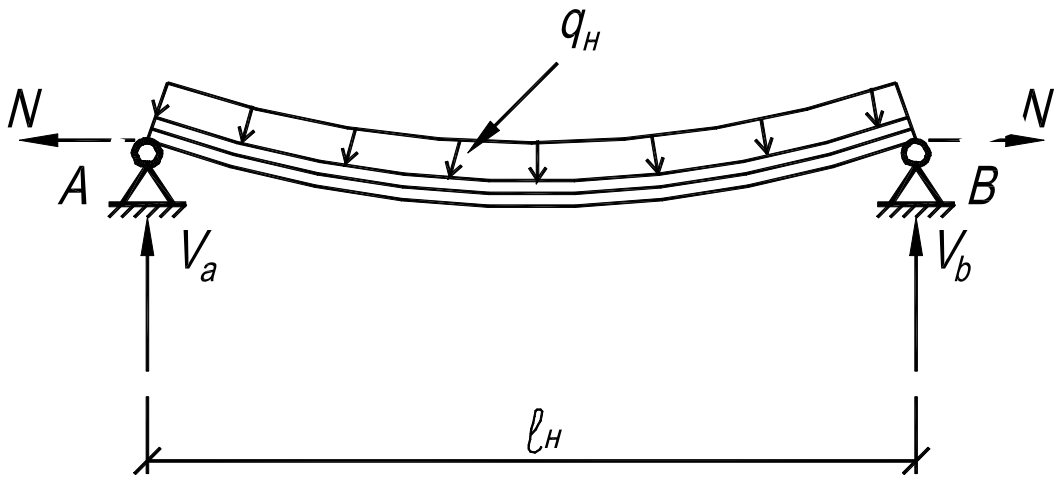


Рис. 6. Расчетная схема настила

По условию жесткости, что является определяющим фактором при расчете настилов, можно определить предельное отношение пролета к толщине настила по формуле А.Л. Телояна:

$$\frac{l_н}{t_н} = \frac{4n_o}{15}\left(1 + \frac{72E_1}{n_o^4 q_n}\right),$$

где $n_o = \frac{l_н}{f_{u'}}$ – отношение пролета настила к предельному прогибу, устанавливаемому СНиП [8]; $q_н$ – нормативная нагрузка на настил (на 1 см^2);

$$E_1 = \frac{E}{1-\upsilon^2};$$

здесь E – модуль упругости материала настила (согласно [6, табл. 63] E=2,06·10^5 МПа =2,06·10^5 гН/см^2 = 2,1·10^6 кгс/см^2); υ – коэффициент Пуассона стали по [6, табл. 63] υ=0,3.

Зная значение $q_н$ и n_o можно определить предельное отношение $\frac{l_н}{t_н}$ по выше приведенной формуле, а также по рис. 7 или табл. 1. Принимая затем по сортаменту листовой стали толщину настила $t_н$ из предельного отношения $\frac{l_н}{t_н}$ определяем расчетный пролет настила $l_н$.

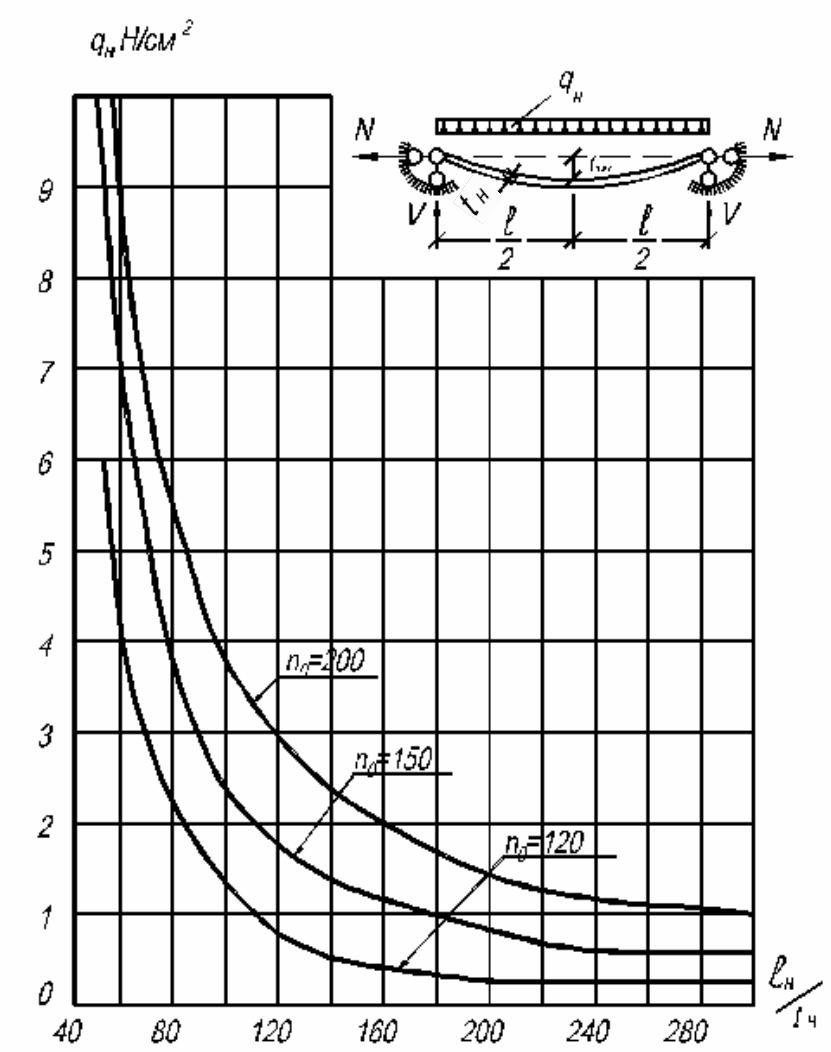


Рис. 7. График для определения отношения $l_н/t_н$ в зависимости от $q_н$ и n_0

Обычно плоский настил для производственных зданий принимают толщиной $t_н$= 6-14 мм.

Распор N (усилие в сварных швах, которыми настил приваривается к балкам) определяется по формуле

$$N = \gamma_f \frac{\pi^2}{4}\left[\frac{f_u}{l_н}\right]^2 E_1 t_н ,$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке согласно [7, табл. 2].

Таблица 1

Значение отношений $l_н/t_н$ для настила

Нормативная нагрузка на настил $q_н$, гН/м^2	Значение $l_н/t_н$ при относительных прогибах настила		
	1/200	1/150	1/120
100	108,53	170,84	287,55
110	103,51	158,94	264,32
120	99,33	159,03	244,96
130	95,79	140,64	228,58
140	92,76	133,46	214,53
150	90,13	127,22	202,37
160	87,83	121,77	191,72
170	85,80	116,96	182,32
180	84,00	112,69	173,97
190	82,38	108,86	166,50
200	80,93	105,42	159,77
210	79,61	102,30	153,69
220	78,42	99,47	148,16
230	77,33	96,88	143,11
240	76,33	94,51	138,48
250	75,41	92,33	134,22
260	74,56	90,32	130,29
270	73,77	88,46	126,65
280	73,04	86,43	123,26
290	72,36	85,11	120,12
300	71,73	83,61	117,18
310	71,13	82,20	114,43
320	70,58	80,88	111,86
330	70,06	79,64	109,44
340	69,56	78,48	107,16
350	69,10	77,38	105,83
360	68,66	76,34	102,98
370	68,25	75,36	101,06
380	67,85	74,43	99,25
390	67,48	73,54	97,52
400	67,13	72,71	95,88
410	66,79	71,91	94,33
420	66,47	71,15	92,84
430	66,17	70,42	91,43
440	65,87	69,73	90,08
450	65,60	69,07	88,79

Если толщина настила $t_н$ и его пролет $l_н$ известны, то его прогиб можно найти по формуле

$$f_н = f_o \frac{1}{1+\alpha},$$

где $f_o = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_н l_н^4}{E_1 I}$; $I = \frac{1 \cdot t_н^3}{12}$; $\alpha = \frac{N}{N_к}$; $N_л = \frac{\pi^2 E_1 I}{l_н^2}$; значение α определяется из уравнения

$$\alpha = (1+\alpha)^2 = 3\frac{f_o^2}{t_н^2}.$$

Прочность настила проверяется из условия восприятия им распора $N = \frac{\pi^2 E_1 I}{l_н^2} \cdot \alpha$ и изгибающего момента $M = M_o \frac{1}{1+\alpha}$, где $M = \frac{q_н l_н^2}{8}$, по формуле: $\sigma = \frac{N}{A_н} + \frac{M}{W_н} \le R_y \gamma_c$, здесь $A_н = 1 \cdot t_н$; $W_н = \frac{1 \cdot t_н^2}{6}$; γ_c – коэффициент условия работы конструкции, принимаемый по [6, табл. 6*].

ПРИМЕР 1. Требуется определить размеры несущего настила и рассчитать прикрепление его к балкам настила при следующих исходных данных: временная, равномерно распределенная нагрузка $q_,$= 220 гН/м^2 = =0,022 МПа; коэффициент надежности по нагрузке γ_{f2}=1,2; предельный относительный прогиб настила $\left[\frac{f_u}{l_н}\right] = \frac{1}{120}$; материал настила – сталь С235 по ГОСТ 27772-88 с расчетным сопротивлением по пределу текучести R_y=230МПа, согласно [6, табл. 51*]. Настил приварен к балкам настила электродами типа Э42 с R_{wf}=180 МПа [6, табл. 56].

Определяем размеры настила по формуле

$$\frac{l_н}{t_н} = \frac{4n_o}{15} \cdot \left(1 + \frac{72E_1}{n_o^4 q_н}\right),$$

где $n_o = \frac{l_н}{f_u} = 120$ (см. [8, табл. 19]);

$$E_1 = \frac{E}{1-\upsilon^2} = \frac{2{,}06 \cdot 10^5}{1-0{,}3^2} = 2{,}3 \cdot 10^5 \ \text{МПа}.$$

Здесь E – модуль упругости стали (для стали С235 E=2,06·10^5 МПа); υ=0,3, – коэффициент Пуассона согласно [6, табл. 63].

Итак, $\frac{l_н}{t_н} = \frac{4 \cdot 120}{15} \cdot \left(1 + \frac{72 \cdot 2,3 \cdot 10^5}{120^4 \cdot 0,022}\right) = 148,16$.

Принимаем $t_н$= 9 мм и находим $l_н$=148·$t_н$=148·0,9=133 см.

Можно принять пролет настила равным $l_н$=133 см и найти его толщину $t_н = \frac{l_н}{148} = \frac{133}{148} = 0,89$ см. Согласно ГОСТ 19903-74*, принимаем лист толщиной $t_н$=9 мм и шириной b =1250 мм. С учетом размещения сварных швов пролет настила принимаем до 130 см.

Распор N (рис. 8), по которому рассчитываются сварные швы, прикрепляющие настил к балкам, определяем по формуле

$$N = \gamma_f \frac{\pi^2}{4}\left[\frac{f_u}{l_н}\right]^2 E_1 t_н = 1,2 \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \left[\frac{1}{120}\right]^2 \cdot 2,3 \cdot 10^5 \cdot 0,9 = 42,5 \text{ гН/см}.$$

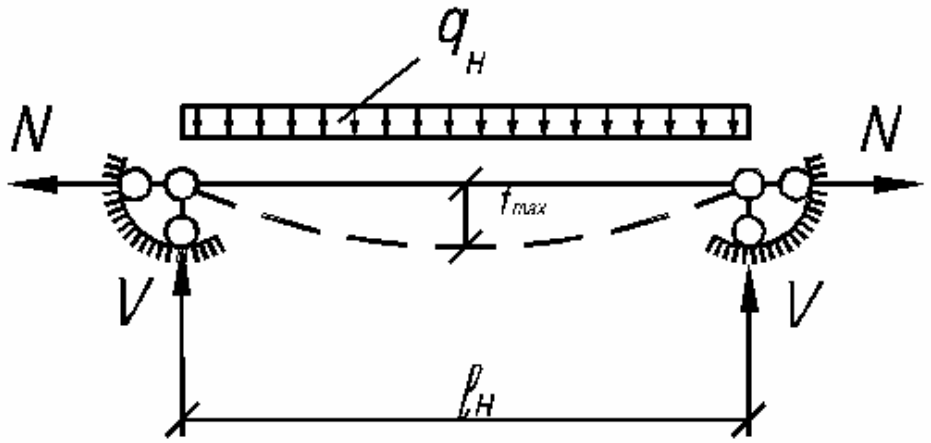


Рис. 8. Расчетная схема настила

Расчетный катет углового шва, прикрепляющего настил к балкам, из условия прочности его на срез составит:

– по металлу шва

$$k_f = \frac{N}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{42,5}{0,7 \cdot 1 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 0,34 \text{ см};$$

– по металлу границы сплавления

$$k_f = \frac{N}{\beta_z l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{42,5}{1 \cdot 1 \cdot 162 \cdot 1 \cdot 1} = 0,26 \text{ см},$$

где β_f =0,7 и β_z =1,0 – коэффициенты (принимаются по [6, табл. 34*]); l_w=1 см – расчетная длина сварного углового шва; R_{wz}= 0,45·R_{un} = 0,45·360 = =162 МПа – расчетное сопротивление углового шва сдвигу (срезу) по металлу границы сплавления, согласно [6, табл. 3]; γ_{wf}=1 и γ_{wz}=1 – коэф-

фициенты условия работы шва (см. [6, п.11.2]); γ_c=1,0 – коэффициенты условия работы конструкции, согласно [6, табл. 7].

Принимаем катет шва k_f=5 мм не менее минимально допустимого [6, табл. 38*].

Толщину настила $t_н$ и шаг балок настила (пролет настила $l_н$) можно определить по графику рис. 7 или табл. 1.

Отношение $\frac{l_н}{t_н}$ определяется в зависимости от нормативной нагрузки $q_н$ действующей на настил, и предельного прогиба $\left[\frac{f_u}{l_н}\right]$. Для нашего примера, при нагрузке $q_н$=220гН/м^2=0,022МПа и предельном относительном прогибе $\left[\frac{f_u}{l_н}\right]=\frac{1}{120}$ по графику рис. 7 отношение $\frac{l_н}{t_н}\approx 150$. Это значение близко к ранее определенному по формуле (по табл. 1 отношение $\frac{l_н}{t_н}=148{,}16$).

3. БАЛКИ НАСТИЛА И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ БАЛКИ

Балки настила и вспомогательные балки, проектируемые, как правило, из прокатных двутавров, обычно представляют собой разрезные однопролетные балки на двух опорах.

Опирание балок настила на вспомогательные чаще производят поэтажно. Сопряжение вспомогательных балок с главными осуществляется поэтажно или на одном уровне примыканием к ребрам жесткости (см. рис.4).

Номер прокатного двутавра определяют по требуемому моменту сопротивления:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{c_1 R_y \gamma_c},$$

где c_1 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в материале и определяемый по [6, формулы (42) и (43)].

Исходя из условия $f \le f_u$ по [8, форм. (25)] определяем требуемый момент инерции для балки на которую действует погонная равномерно-распределенная нагрузка:

$$I_{\text{тр}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{н}} l^4}{E f_u},$$

где f_u – предельный прогиб балки, устанавливаемый по [8].

В зависимости от $W_{\text{тр}}$ и $I_{\text{тр}}$ по ГОСТ 8239-89 или ГОСТ 26020-83 подбирают требуемый номер двутавра.

Проверку прочности принятого сечения балок производят по формуле:

$$\frac{M}{c_1 W R_y \gamma_c} \le 1.$$

Если учет развития пластических деформаций невозможен [6, п. 5.18], то требуемый момент сопротивления прокатного двутавра определяют по формуле

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_y \gamma_c},$$

а проверку прочности производят по вышеприведенной формуле при c_1=1.

В необходимых случаях [6, п. 5.15] производится проверка общей устойчивости балок по формуле:

$$\frac{M}{\varphi_b W_c R_y \gamma_c} \le 1,$$

где φ_b – коэффициент, учитывающий возможность потери общей устойчивости балки, определяемый по прил. 7 СНиП II-23-81* [6]; W_c – момент сопротивления балки для сжатого пояса.

Крайние балки настила, как и вспомогательные балки, на которые опирается настил, под нагрузкой закручиваются вследствие действия распорных сил от настила и несимметричного приложения нагрузки (рис. 9), поэтому их необходимо дополнительно раскреплять связями, которые соединяют соседние балки, что обеспечивает их устойчивость (рис. 10).

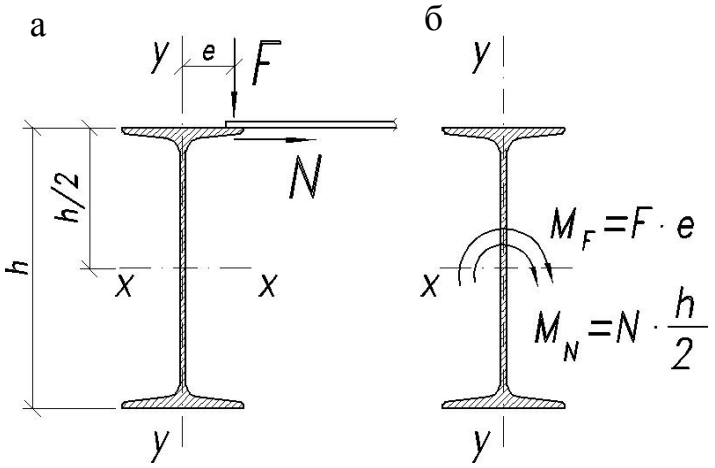


Рис. 9. Схема работы крайних балок:
а – схема примыкания; б – схема усилий на балку

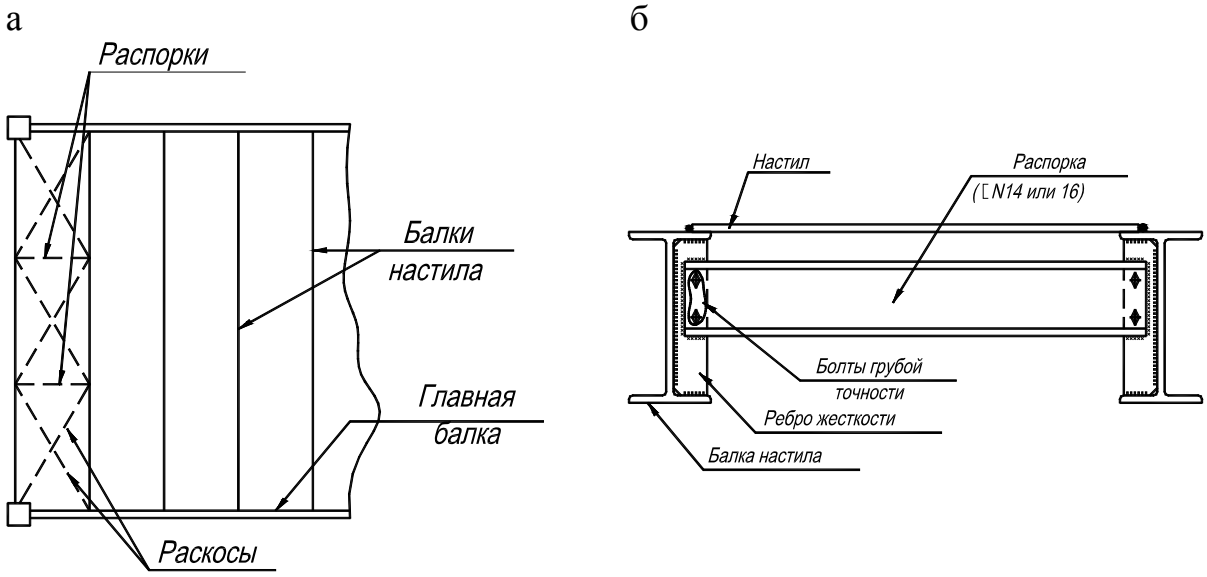


Рис. 10. Раскрепление крайних балок связями:
а – план балок; б – поперечное сечение площадки

ПРИМЕР 2. Требуется подобрать (рис. 11) сечение балки настила длиной 5,5 м для перекрытия объекта II класса ответственности с коэффициентом надежности но назначению здания γ_n=0,95 [7, с. 34] при следующих исходных данных: настил металлический $t_н$=12 мм; шаг балок настила b=120 см; временная равномерно распределенная нагрузка $q_{н2}$=270 гН/м^2=0,027 МПа; коэф-

фициент надежности по нагрузке γ_{f2}=1,2; материал балок – сталь С245 по ГОСТ 27772-88 с расчетным сопротивлением по пределу текучести при толщине фасона 2-20 мм [6, табл. 51*] R_y=240 МПа; предельный относительный прогиб для балок $\frac{f_u}{l}=\frac{1}{200}$, согласно [8, табл. 19].

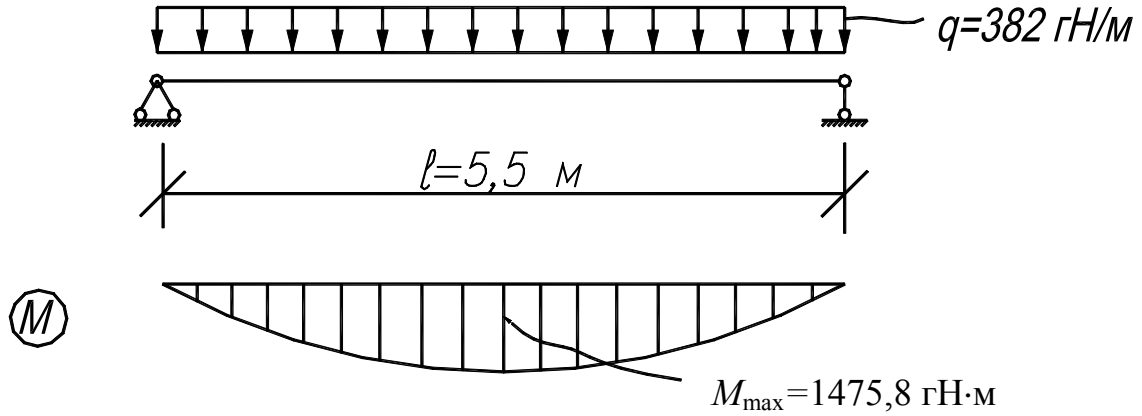


Рис. 11. Расчетная схема балки настила

Таблица 2

Определение нагрузок на балку настила

Наименование нагрузки	Нормативная, гН/м^2	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная, гН/м^2
Постоянная: собственный вес настила $t_н$=1,2 см	9,42	1,05	9,9
Балка настила (3 %) от временной	8,1	1,05	8,5
Временная	270	1,2	324,0
Всего	287,5		342,4

Расчетная погонная нагрузка на балку настила:

$$q=342,4\cdot0,95\cdot1,2=390,3 \text{ гН/м},$$

где $q_{н1}$ – вес 1 м^2 стального настила толщиной 12 мм,

$$q_{н1}=\rho t_н=78,5\cdot0,012=0,942 \text{ кН/м}^2;$$

здесь ρ=7850 кг/м^3=78,5кН/м^3 – плотность стали; b = 1,2 м; γ_n = 0,95.

Расчетный изгибающий момент:

$$M=\frac{ql^2}{8}=\frac{390,3\cdot5,5^2}{8}=1475,8 \text{ гН·м}.$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{1475{,}8 \cdot 10^2}{1{,}1 \cdot 240 \cdot 1} = 559 \text{ см}^3,$$

где c_1=1,1 [6, прил. 5, табл. 66]; γ_c=1 – коэффициент условия работы конструкции, согласно [6, прил. 6, табл. 6*].

Определяем требуемый момент инерции балки:

$$J_{\text{тр}} = \frac{5 \cdot q_{\text{н}} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot f_u} = \frac{5 \cdot 3{,}45 \cdot 550^3 \cdot 200}{384 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5} = 7256 \text{ см}^4,$$

где $q_{\text{н}}$=287,5·1,2 =345 гН/м=3,45 гН/см, и $\frac{f_u}{l} = \frac{1}{200}$.

По ГОСТ 8239-89* подбираем двутавр №33 с W_x=597см^3, I_x=9840 см^4 и массой $q_{\text{в}}$=42,2 кг/м = 4,22 гН/м.

Принятое сечение балки удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

ПРИМЕР 3. Требуется запроектировать конструкцию балочной площадки с металлическим настилом и размером ячейки 12×6 м (главные балки в этом примере не рассматриваются) для объекта I класса ответственности с γ_n=1 при следующих исходных данных: временная, равномерно распределенная нагрузка $q_{\text{н2}}$=250 гН/м^2; коэффициент надежности по нагрузке γ_{f2}=1,2; материал – сталь марки ВСт3сп5-1 (С255 по ГОСТ 27772-88) с R_y=240 МПа; предельные прогибы для настила $\frac{f_u}{l_{\text{н}}} = \frac{1}{120}$; для вспомогательных балок и балок настила $\frac{f_u}{l} = \frac{1}{250}$.

Рассмотрим три варианта компоновки балочных конструкций: первые два – при нормальном типе балочной площадки (рис.12); третий вариант – при усложненном типе (рис. 13).

Первый вариант

Расчет настила. Возможное отношение (см. рис. 12) пролета настила к его толщине $\frac{l_{\text{н}}}{t_{\text{н}}}$ определяем по графику рис. 7 или табл. 1.

По заданной нагрузке $q_{\text{н2}}$=250 гН/м^2=0,025 МПа и предельному прогибу $\frac{f_u}{l_{\text{н}}} = \frac{1}{120}$ находим отношение $\frac{l_{\text{н}}}{t_{\text{н}}} = 134$.

Приняв толщину настила $t_{\text{н}}$=9 мм, находим его пролет, $l_{\text{н}}$=0,9·134=120,6 см.

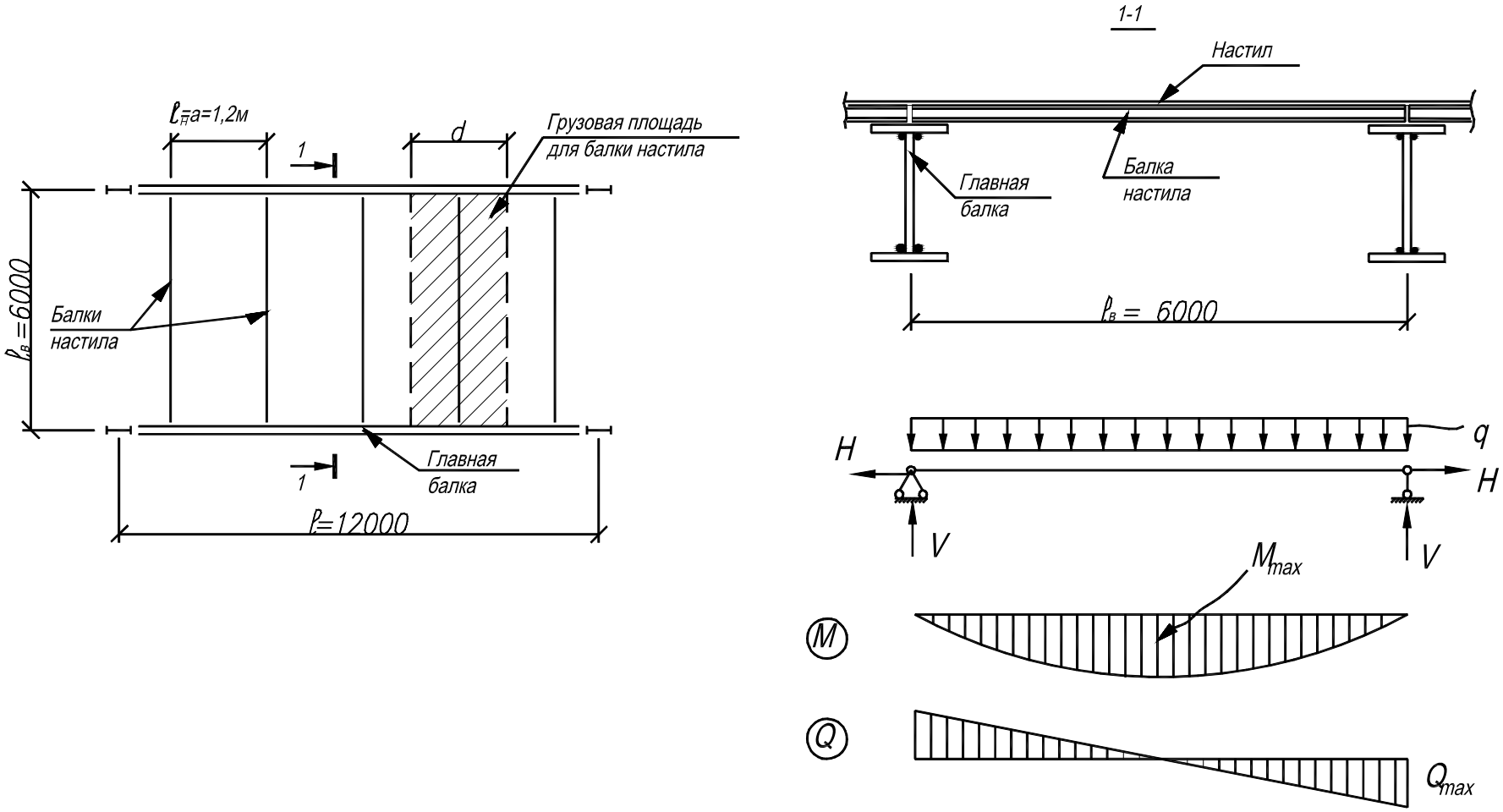


Рис. 12. Компоновка нормального типа балочной площадки

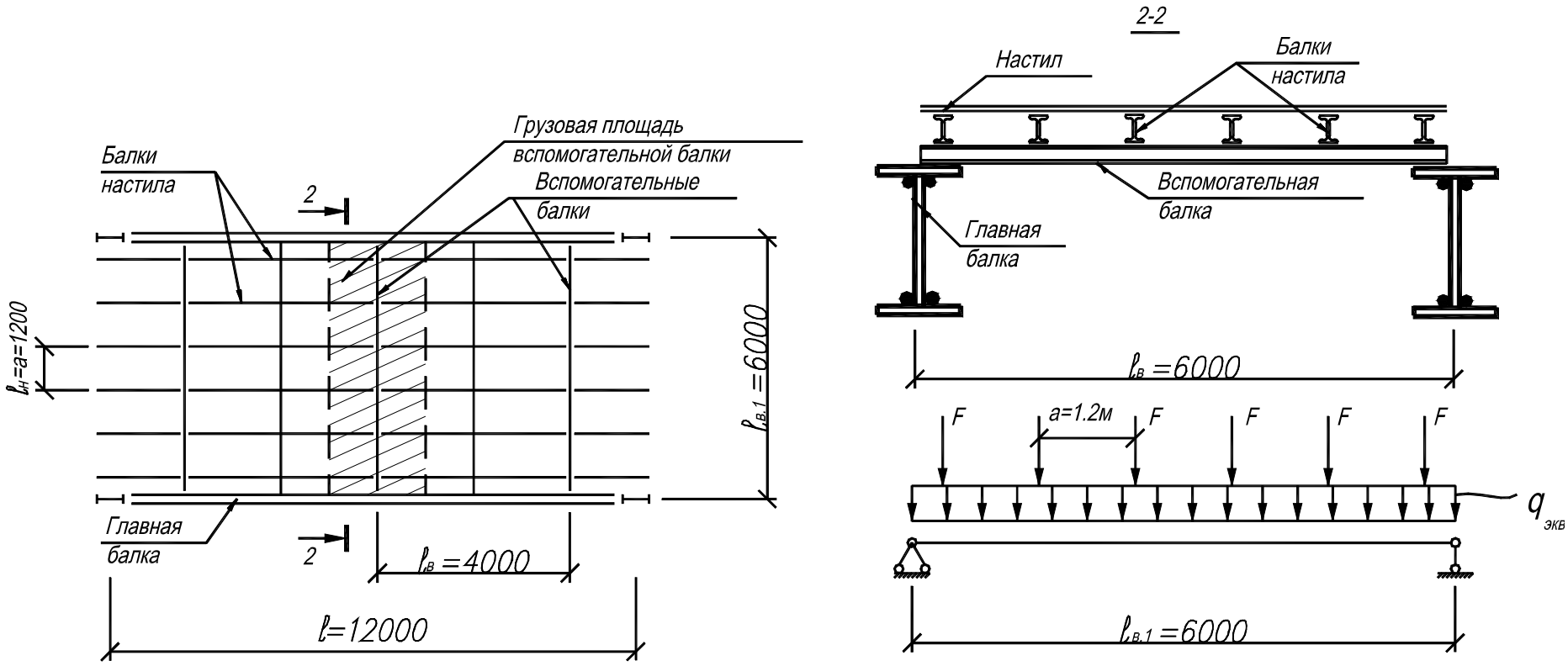


Рис. 13. Компоновка усложненного типа балочной площадки

Принимает пролет настила $l_н$=120 см, что соответствует целому числу полос настила по длине главной балки, $n_н = \frac{l}{a} = \frac{1200}{120} = 10$. Пролет настила $l_н$ в данном случае равен шагу балок настила, т.е. $l_н = a$.

Определяем массу настила на 1 м^2 перекрываемой площади:

$$q_{н1}=0{,}009\cdot 78{,}50 = 0{,}707 \text{ кН/м}^2 = 7{,}07 \text{ гН/м}^2.$$

Таблица 3

Определение нагрузок на балку настила

Наименование нагрузки	Нормативная, гН/м^2	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная, гН/м^2
Постоянная: собственный вес настила $t_н$=9 мм	7,07	1,05	7,42
Временная	250	1,2	300
Всего	257,07		307,42

Расчет балок настила. Погонная, равномерно распределенная нагрузка на балку настила:

– нормативная

$q_н = (q_{н1} + q_{н2}) \cdot a = 257{,}07\cdot 1{,}2 = 308{,}5$ гН/м=30,85 кН/м =3,085 гН/см;

– расчетная

$q = (q_{н1}\,\gamma_{f1} + q_{н2}\,\gamma_{f2})\,\gamma_n \cdot a = 307{,}42\cdot 1\cdot 1{,}2 = 368{,}9$ гН/м=36,89 кН/м.

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{q l_в^2}{8} = \frac{368{,}9\cdot 6^2}{8} = 1660{,}1 \text{ гН·м}.$$

Требуемый момент сопротивления балки

$$W_{тр} = \frac{M}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{1660{,}1\cdot 10^2}{1{,}1\cdot 240\cdot 1} = 629 \text{ см}^3.$$

Требуемый момент инерции балки

$$I_{тр} = \frac{5\cdot q_н \cdot l^4}{384\cdot E\cdot f_u} = \frac{5\cdot 3{,}085\cdot 600^3\cdot 250}{384\cdot 2{,}06\cdot 10^5} = 10530 \text{ см}^4.$$

По сортаменту (ГОСТ 8239-89*) подбираем двутавр №36 с W_x=743 см^3, J_x=13380 см^4 и массой $q_в$=48,6 кг/м.

Определяем расход стали на 1 м^2 балочной площадки.

Общая масса настила и балок настила

$$m_1 = q_{н1} + \frac{q_в}{a} = 70{,}7 + \frac{48{,}6}{1{,}2} = 111{,}2 \text{ кг/м}^2.$$

Второй вариант

Расчёт настила. При тех же данных, что и в первом варианте (см. рис. 12) и отношении $\frac{l_н}{t_н}=134$ принимаем настил толщиной $t_н$=8 мм; тогда пролет настила $l_н$=134·$t_н$=134·0,8=107,2 см. Принимаем пролет настила $l_н$=100 см.

Определяем массу настила на 1 м^2 перекрываемой площади:

$$q_{н1}=7850\cdot0{,}008=62{,}8 \text{ кг/м}^2=6{,}28 \text{ гН/м}^2.$$

Таблица 4

Определение нагрузок на балку настила.

Наименование нагрузки	Нормативная гН/м^2	Коэффициент γ_f	Расчетная гН/м^2
Постоянная $t_н$=8мм	6,28	1,05	6,59
Временная	250	1,2	300
Всего	256,28		306,59

Расчет балок настила. Погонная равномерно распределенная нагрузка на балку настила (без учета собственного веса балки; в виду того, что она составляет примерно 3 % от временной нагрузки):

– нормативная

$$q_н=(q_{н1}+q_{н2})\cdot a=256{,}28\cdot1=256{,}28 \text{ гН/м}=2{,}563 \text{ гН/см};$$

– расчетная

$$q=(q_{н1}\,\gamma_{f1}+q_{н2}\,\gamma_{f2})\,\gamma_n\cdot a=306{,}6\cdot1\cdot1=306{,}6 \text{ гН/м}.$$

Изгибающий момент

$$M=\frac{ql_в^2}{8}=\frac{306{,}6\cdot6^2}{8}=1380 \text{ гН·м}.$$

Требуемый момент сопротивления балки

$$W_{тр}=\frac{M}{c_1R_y\gamma_c}=\frac{1380\cdot10^2}{1{,}1\cdot240\cdot1}=523 \text{ см}^3.$$

Требуемый момент инерции балки

$$I_{тр}=\frac{5q_нl^4}{384Ef_u}=\frac{5\cdot2{,}563\cdot600^3\cdot250}{384\cdot2{,}06\cdot10^5}=8748 \text{ см}^4.$$

По сортаменту (ГОСТ 8239-89*) подбираем двутавр №33 с W_x=597см^3, J_x=9840 см^4 и массой $q_в$=42,2кг/м.

Расход стали на 1 м^2 балочной площадки составляет:

$$m_2=q_{н1}+\frac{q_в}{a}=62{,}8+\frac{42{,}2}{1}=105 \text{ кг/м}^2.$$

Третий вариант (см. рис. 13)

Расчёт настила. Отношение пролета настила к его толщине $\frac{l_н}{t_н}=134$.

Принимаем толщину настила $t_н$=9 мм. Тогда пролет настила $l_н$=134·0,9=120,6 см. Назначаем $l_н$=120 см. Принимаем пролет балок настила $l_в$=4 м (рис. 13).

Таблица 5

Определение нагрузки на балку настила

Наименование нагрузки	Нормативная, гН/м^2	Коэффициент, γ_f	Расчетная, гН/м^2
Постоянная $t_н$=9 мм	7,07	1,05	7,42
Временная	250	1,2	300
Всего	257,07		307,42

Расчет балки настила. Погонная равномерно распределенная нагрузка на балку настила:

– нормативная

$$q_н=(q_{н1}+q_{н2})a=257,07\cdot1,2=308,5 \text{ гН/м}=3,085 \text{ гН/см};$$

где $q_{н1}$ – вес 1 м^2 настила толщиной 9 мм;

– расчетная

$$q=(q_{н1}\gamma_{f1}+q_{н2}\gamma_{f2})\gamma_n\cdot a=307,42\cdot1\cdot1,2=368,9 \text{ гН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент

$$M=\frac{ql_в^2}{8}=\frac{368,9\cdot4^2}{8}=738 \text{ гН·м}.$$

Требуемый момент сопротивления балки настила

$$W_{тр}=\frac{M}{c_1R_y\gamma_c}=\frac{738\cdot10^2}{1,1\cdot240\cdot1}=279,5 \text{ см}^3.$$

Требуемый момент инерции балки настила

$$I_{тр}=\frac{5q_нl^4}{384Ef_u}=\frac{5\cdot3,085\cdot400^3\cdot250}{384\cdot206000}=3120 \text{ см}^4.$$

По сортаменту (ГОСТ 8239-89*) принимаем двутавр №24 с W_x=289 см^3, J_x=3460 см^4 и массой $q_в$=27,3 кг/м.

Расчет вспомогательной балки. Для вспомогательных балок принята сталь марки ВСт3сп5-2 (ТУ 14-1-3023-80) (сталь С245 по ГОСТ 27772-88) с толщиной фасонного проката 11-20 мм и с R_y=240 МПа.

Нагрузка с балок настила будет передаваться в виде сосредоточенных сил на вспомогательные балки. В целях упрощения расчета вспомогательных балок заменяем сосредоточенные силы равномерно распределенной нагрузкой (см. рис. 13):

$$\left(q_{\text{экв}} = \frac{F}{a} \right).$$

Нормативная нагрузка на вспомогательную балку

$$q_{\text{н}} = \left(q_{\text{н2}} + q_{\text{н1}} + \frac{q_{\text{в}}}{a} \right) \cdot l_{\text{в}} = \left(250 + 7{,}07 + \frac{2{,}73}{1{,}2} \right) \cdot 4 = 1038 \text{ гН/м=10,38 кгс/см.}$$

Расчетная нагрузка

$$q = \left[q_{\text{н2}} \cdot \gamma_{f2} + \left(q_{\text{н1}} + \frac{q_{\text{в}}}{a} \right) \cdot \gamma_{f1} \right] \cdot \gamma_n \cdot l_{\text{в}} = \left[250 \cdot 1{,}2 + \left(7{,}07 + \frac{2{,}73}{1{,}2} \right) \cdot 1{,}05 \right] \cdot 1 \cdot 4 = 1240 \text{ гН/м.}$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{q l_{\text{в1}}^2}{8} = \frac{1240 \cdot 6^2}{8} = 5580 \text{ гН·м.}$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{5580 \cdot 10^2}{1{,}1 \cdot 240 \cdot 1} = 2114 \text{ см}^3.$$

Требуемый момент инерции

$$I_{\text{тр}} = \frac{5 q_{\text{н}} l^4}{384 E f_u} = \frac{5 \cdot 10{,}38 \cdot 600^3 \cdot 250}{384 \cdot 2{,}06 \cdot 10^5} = 35429 \text{ см}^4.$$

По ГОСТ 26020-83 принимаем двутавр №55Б2 с W_x=2296 см^3, J_x=62790 см^4 и массой $q_{\text{в1}}$=97,9 кг/м.

Расход стали по третьему варианту на 1 м^2 рабочей площадки составил:

$$m_3 = q_{н1} + \frac{q_в}{a} + \frac{q_{в1}}{l_в} = 70{,}7 + \frac{27{,}3}{1{,}2} + \frac{97{,}9}{4} = 117{,}9 \text{ кг/м}^2.$$

Сводные данные по расходу стали приведены в табл. 6

Таблица 6

Технико-экономические показатели рассмотренных вариантов компоновки балочных конструкций

Вариант балочной площадки	Расход стали, кг/м^2				Расход %
	на настил	на балки настила	на вспомогательные балки	всего	
1	70,7	40,5	-	111,2	106
2	62,8	42,2	-	105,0	100
3	70,7	22,8	24,5	118,0	112

Анализ полученных данных (табл. 6) показывает, что по расходу стали оптимальным оказался второй вариант балочной площадки и главную балку подбираем для этого варианта.

4. ГЛАВНЫЕ БАЛКИ

4.1. Компоновка главных балок

Пролет составных балок определяется как расстояние между опорными ребрами жесткости (рис. 15).

Высота балки должна быть:

1) не больше строительной высоты (рис. 14);

2) не меньше минимальной высоты, определяемой из условия жесткости;

3) равной или близкой к оптимальной высоте, определяемой из условия наименьшей массы или ее стоимости.

Для балки, нагруженной равномерно-распределенной нагрузкой, минимальная высота находится по формуле $h_{\min} = \frac{5}{24}\frac{R_y}{E}\left[\frac{l}{f_u}\right] l \frac{q_н}{q}$, где $q_н$ и q – соответственно нормативная и расчетная нагрузки; R_y – расчетное сопротивление материала (стали); E – модуль упругости стали (E=2,06·10^{5}МПа); l – пролет балки; $\left[\frac{f_u}{l}\right]$ – предельный относительный прогиб балки [8].

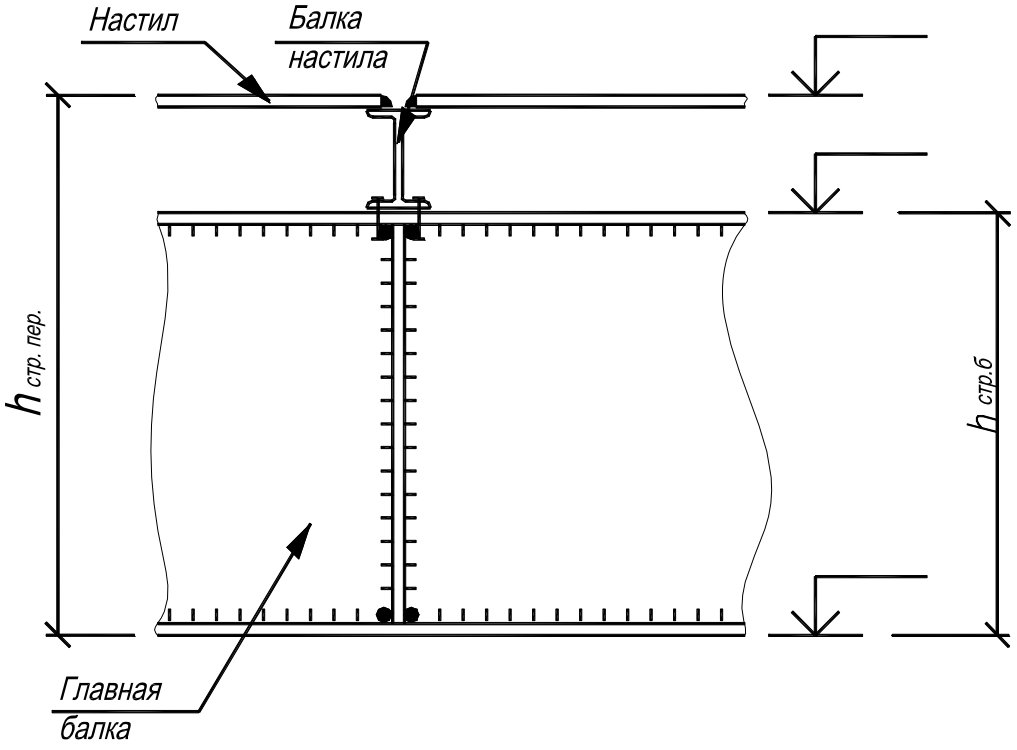


Рис. 14. Строительная высота балки

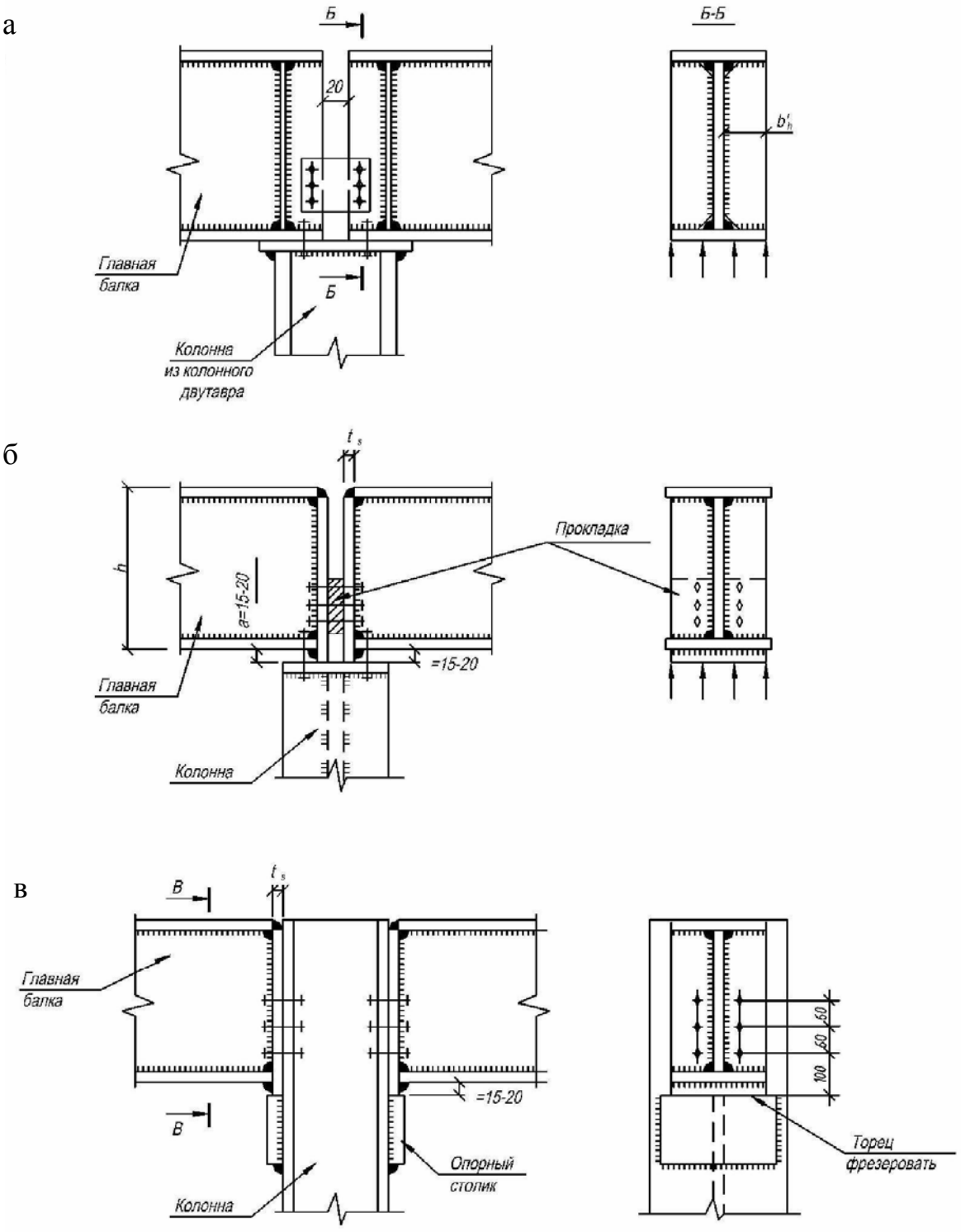


Рис. 15.Опирание главных балок на колонны:
а – через опорные ребра; б – через торцевые ребра;
в – примыканием к колонне

Оптимальная высота балки h_{opt} определяется по формуле

$$h_{opt} = k\sqrt{W_{\text{тр}} / t_w},$$

где k – коэффициент, принимаемый для сварных балок равным 1,1 – 1,2; t_ω – толщина стенки балки (при определении h_{opt} задается); $W_{\text{тр}}$ – требуемый момент сопротивления балки.

Высоту балки следует принимать равной или близкой оптимальной.

Возможное отклонение от h_{opt} следует делать в сторону уменьшения. В целях унификации конструкций высота балки должна быть кратной 100 мм. Следует стремиться к тому, чтобы высота стенки по возможности была равной ширине прокатываемого стального листа, чтобы исключить его продольную резку (см. ГОСТ 19903-74* и ГОСТ 82-70*).

Минимальная толщина стенки определяется из условия прочности на сдвиг (срез) у опоры. Для случая опирания балки через торцевое опорное ребро (см. рис. 15, б, в) толщину стенки определяют по формуле

$$t_\omega^{\min} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{\max}}{h_\omega R_S \gamma_C},$$

где R_S – расчетное сопротивление стали сдвигу.

В случае если опорное ребро жесткости расположено на некотором расстоянии от торца балки (см. рис.15,а) минимальную толщину стенки определяют по формуле

$$t_\omega^{\min} = 1,2 \cdot \frac{Q_{\max}}{h_\omega R_S \gamma_C}.$$

Толщину стенки можно принимать и по эмпирической формуле

$$t_\omega = 7 + \frac{3h}{1000},$$

где t_ω и h в мм.

Минимальную толщину стенки из условия обеспечения стойкости против коррозии, неповреждаемости при транспортировке и монтаже следует принимать 8 мм. При неагрессивной среде эксплуатации балки минимальную толщину стенки можно допустить равной 6 мм. Толщины стенок необходимо принимать согласно ГОСТ 19903-74* или ГОСТ 82-70*.

Площадь сечения одного пояса для симметричной балки (рис. 16)

$$A_f = \frac{2I_f}{h_f^2} \text{ или } A_f = \frac{W_{\text{тр}}}{h - 0,16h_\omega t_\omega}.$$

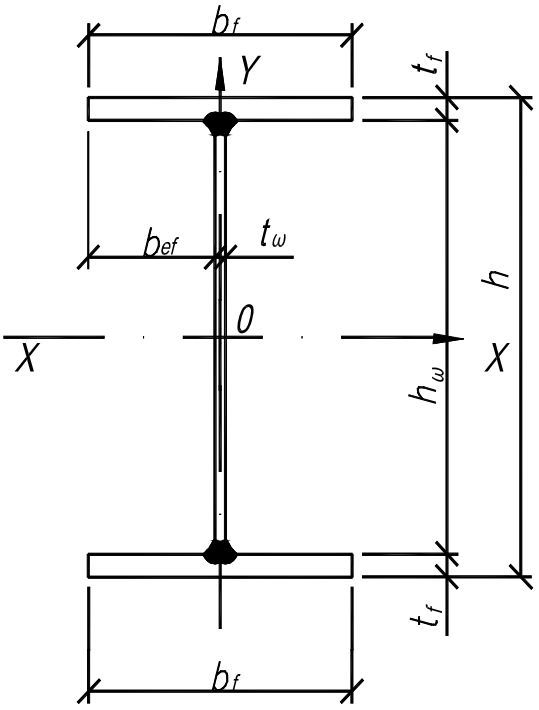


Рис. 16. Поперечное сечение сварной балки

Определив площадь поперечного сечения пояса, можно, задавшись одной из величин (b_f или t_f), найти другую, например $b_f = \frac{A_f}{t_f}$.

Для обеспечения гарантии от потери местной устойчивости пояса отношение ширины свеса сжатого пояса b_{ef} к толщине t_f следует принимать не более значений, определяемых по [6, табл. 30].

Кроме того, ширина пояса должна быть не менее той, при которой гарантируется общая устойчивость балки. Наибольшие значения отношений $\frac{l_{ef}}{b_f}$, при которых не требуется проверки общей устойчивости сварных балок, определяются по формулам табл. 8* СНиП II-23-81* [6]. (Под расчетной длиной балки l_{ef} в данном случае понимают расстояние между точками, в которых верхний (сжатый) пояс раскреплен от поперечных смещений).

По конструктивным соображениям $b_f^{\min} = 180$ мм. Обычно ширину поясного листа назначают в пределах $b_f = (1/3 \div 1/5)h$. Толщина пояса, принимается от 8 до 40 мм, должна быть равна

$$t_f \le (2,5 \div 3,0)t_\omega .$$

Ширину b_f и толщину t_f поясов следует согласовывать с ГОСТ 82-70* на прокатную универсальную сталь.

4.2. Последовательность подбора поперечного сечения балки

Подбор сечений сварных составных балок производится в следующей последовательности:

1) по известному наибольшему (расчетному) изгибающему моменту $M_{\max}$ находят требуемый момент сопротивления балки:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c};$$

2) определяют высоту балки h, для чего:

а) находят $h_{\min} = \frac{5}{24}\frac{R_y}{E}\left[\frac{l}{f_u}\right] l \frac{q_{\text{н}}}{q}$;

б) далее определяют $t_{\omega}^{\min} = \frac{c \cdot Q_{\max}}{h_{\omega} \cdot R_s \cdot \gamma_c}$ приняв $h_{\omega} \approx h_{\min}$,

где c=1,5 или 1,2 (см. выше),

$t = 7 + \frac{3 \cdot h_{\min}}{1000}$, назначают t_{ω}= max из $\begin{cases} t_{\omega}^{\min} \\ t \end{cases}$;

в) определяют $h_{\text{опр}} = k \cdot \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_{\omega}}}$;

г) принимают высоту балки не менее $h_{\min}$, не больше строительной высоты и близкой или равной h_{opt}. При этом высоту балки назначают кратной:

50 мм при $h \le 1300$ мм;

100 мм при $h < 1600$ мм;

200 мм при $h > 1600$ мм;

3) определяют площадь поперечного сечения пояса A_f;

4) задавшись b_f или t_f, находят t_f или b_f;

5) находят геометрические характеристики подобранного сечения балки (I_x, W_x, S);

6) выполняют проверки:

– прочности $\frac{M}{W_x R_y \gamma_c} \le 1$ (недонапряжение не более 5 %, перенапряжение не допускается);

– общей устойчивости $\frac{M}{\varphi_b W_c R_y \gamma_c} \le 1$;

– жесткости $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{н}} \cdot l^4}{E \cdot I_x} \le f_u$;

– прочности стенки на сдвиг (срез) $\tau = \dfrac{Q \cdot S}{I_x \cdot t_\omega} \le R_s \gamma_c$

(у опоры $\tau = \dfrac{3Q_{\max}}{2h_\omega t_\omega} \le R_s \gamma_c$ (см. рис.15,б) или $\tau = 1{,}2\dfrac{Q_{\max}}{h_\omega t_\omega} \le R_s \gamma_c$ (см. рис.15, а)).

При удовлетворении указанным результатам проверок можно считать, что сечение подобрано правильно.

ПРИМЕР 4. Требуется подобрать сечение сварной главной балки (рис. 17) для перекрытия объекта 1 класса ответственности с γ_n=1 при следующих исходных данных: длина главной балки 16 м; расстояние между главными балками 6 м (шаг главных балок $b=l_b$=6 м); вес настила и балок настила $q_{н1}$=1 кН/м^2=10 гН/м^2, коэффициент надежности γ_{f1}=1,05; шаг балок настила a=1 м; временная нормативная, равномерно – распределенная нагрузка $q_{н2}$=200 гН/м^2; коэффициент надежности по нагрузке γ_{f2}=1,2; материал – сталь марки С245 по ГОСТ 27772-88 с R_y=240 МПа, R_{yn}=245 МПа и $R_s = 0{,}58\dfrac{R_{yn}}{\gamma_m} = \dfrac{0{,}58 \cdot 245}{1{,}025} = 139$ МПа при толщине проката от 2 до 20 мм [6, табл. 51*]; предельный относительный прогиб $\left[\dfrac{f_u}{l}\right] = \dfrac{1}{400}$.

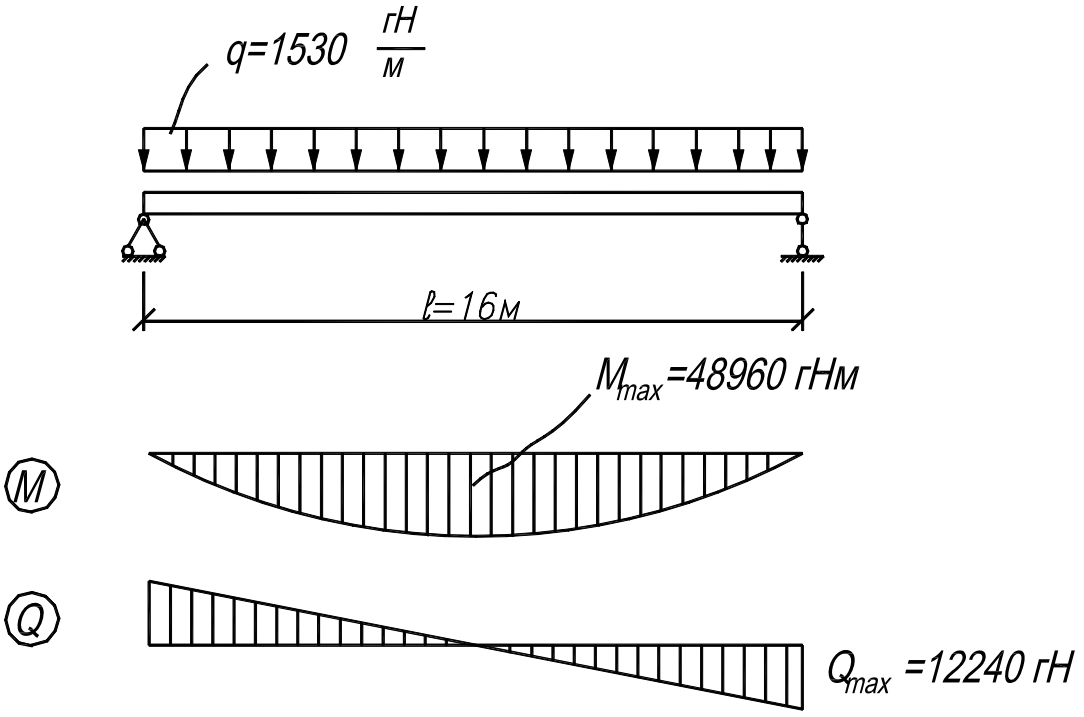


Рис. 17. Расчетная схема главной балки

Таблица 7

Определение нагрузок на главную балку

Наименование нагрузки	Нормативная, гН/м^2	Коэффициент γ_f	Расчетная, гН/м^2
Вес настила и балок настила	10	1,05	10,5
Временная	200	1,2	240
Всего:	210		250,5

Нормативная нагрузка

$$q_н = (q_{н2} + q_{н1})\cdot b + q_в = (200+10)\cdot 6 + 25{,}2 = 1285{,}2 \text{ гН/м},$$

где $q_в$ – вес погонного метра главной балки, принимаемый ориентировочно 2 % от нагрузки от нее, т.е.

$$q_в = 0{,}02\,(q_{н2} + q_{н1})\cdot b = 0{,}02\cdot(200+10)\cdot 6 = 25{,}2 \text{ гН/м}.$$

Расчетная нагрузка на единицу длины балки:

$$q = (q_{н2}\,\gamma_{f2} + q_{н1}\,\gamma_{f1})\,\gamma_n\, b + q_{н1}\,\gamma_{f1}\,\gamma_n = (200\cdot 1{,}2 + 10\cdot 1{,}05)\cdot 1\cdot 6 + 25{,}2\cdot 1{,}05\cdot 1 = 1530 \text{ гН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент в балке

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1530\cdot 16^2}{8} = 48960 \text{ гН·м} = 4896 \text{ кН·м}.$$

Расчетная поперечная сила на опоре

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{1530\cdot 16}{2} = 12240 \text{ гН} = 1224 \text{ кН}.$$

Развитие пластических деформаций в поперечном сечении балки не допускается, так как возможно наличие σ_{loc}, поэтому расчет балки производим по упругой стадии, приняв c_1=1.

Требуемый момент сопротивления поперечного сечения балки

$$W_{тр} = \frac{M}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{48960\cdot 10^2}{1{,}0\cdot 240\cdot 1} = 20400 \text{ см}^3,$$

c_1 =1, т.к. считаем по упругой стадии.

1. Минимальная высота балки

$$h_{\min} = \frac{5}{24}\frac{R_y}{E}\left[\frac{l}{f_u}\right] l\frac{q_н}{q} = \frac{5\cdot 240\cdot 1600}{24\cdot 2{,}06\cdot 10^5}\cdot 400\frac{1285{,}2}{1530} = 130{,}5 \text{ см}.$$

Оценивая полученные значения, принимаем высоту балки в первом приближении близкой к минимальной и равной h=135 см.

2. Ориентировочно назначаем толщину стенки

$$t_{\omega} = 7 + \frac{3h}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 1350}{1000} = 11{,}05 \text{ мм}.$$

3. Определяем толщину стенки из условия работы ее на срез:

$$t_{\omega} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{\max}}{h_{\omega} R_S \gamma_C} = \frac{3 \cdot 1224 \cdot 10}{2 \cdot 135 \cdot 139} = 1 \text{ см},$$

где R_s=0,58·240=139 МПа, так как толщина стенки меньше 20 мм [6, табл. 51*].

4. Принимает толщину стенки t_{ω}=11 мм и определяем оптимальную высоту балки:

$$h_{opt} = k\sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_{\omega}}} = 1{,}1\sqrt{\frac{20400}{1{,}1}} = 150 \text{ см}.$$

Принимаем высоту балки равной h_{opt} =150 см.

Ориентировочно приняв толщину пояса балки t_f=25 мм, определим высоту стенки:

$$h_{\omega} = h - 2 \cdot t_f = 1500 - 2 \cdot 25 = 1450 \text{ мм}.$$

Определяем размеры горизонтальных поясных листов. Для этого вычисляем требуемый момент инерции сечения балки:

$$I_{\text{тр}} = W_{\text{тр}} \frac{h}{2} = 20400 \frac{150}{2} = 1530000 \text{ см}^4.$$

Момент инерции стенки балки

$$I_{\omega} = \frac{t_{\omega} \cdot t_{\omega}^3}{12} = \frac{1{,}1 \cdot 145^3}{12} = 279457 \text{ см}^4.$$

Момент инерции поясов балки

$$I_f = I_{\text{тр}} - I_{\omega} = 1530000 - 279457 = 1250543 \text{ см}^4.$$

Момент инерции поясных листов относительно нейтральной оси балки

$$I_f = 2A_f \left(\frac{h_f}{2}\right)^2 = 2A_f \left(\frac{h - t_f}{2}\right)^2,$$

отсюда требуемая площадь поперечного сечения одного пояса

$$A_f = \frac{2 \cdot I_f}{h_f^2} = \frac{2 \cdot 1250543}{147{,}5^2} = 115{,}0 \text{ см}^2.$$

Ширина пояса $b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{115{,}0}{2{,}5} = 46{,}0$ см, принимаем b_f=50 см.

По площади поясов подбираем поясные листы по ГОСТ 82-70* [4, прил. 3, табл. 2];

$$A_f = b_f t_f = 50 \cdot 2,5 = 125,0 > 121,1 \text{ см}^2.$$

Принятое поперечное сечение пояса должно удовлетворять условиям:
– технологичности

$$\frac{b_f}{h} = \frac{50}{150} = \frac{1}{3} \le \frac{1}{3};$$

– обеспечения местной устойчивости [6, табл. 30]

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{24,45}{2,5} = 9,8 < 0,5\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5\sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 14,6;$$

где $b_{ef} = \frac{b_f - t_\omega}{2} = \frac{50 - 1,1}{2} \approx 24,45$ см – свес поясного листа.

Подобранное сечение балки (рис.18) проверяем на прочность.

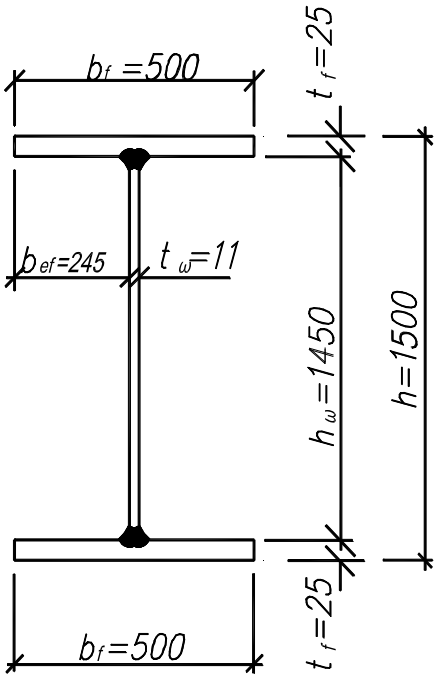


Рис. 18. Поперечное сечение балки

Момент инерции сечения балки

$$I_x = \frac{t_\omega t_\omega^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h - t_f}{2}\right)^2 = \frac{1,1 \cdot 145^3}{12} + 2 \cdot 50 \cdot 2,5\left(\frac{150 - 2,5}{2}\right)^2 = 1639223 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения

$$W_x = \frac{I_x 2}{h} = \frac{1639223 \cdot 2}{150} = 21856 \text{ см}^4.$$

Определяем нормативный вес 1 м длины балки

$$q_{\text{в}}^{\text{э}} = 7850 \cdot 0,04095 = 321 \text{ кг/м=3,21 кН/м},$$

где ρ=7850кг/м^3 – плотность стали;
$A_{\text{в}}=2A_f+A_{\omega}=2\cdot0,5\cdot0,025+1,45\cdot0,011=0,04095$ м^2 – площадь поперечного сечения балки, здесь A_f – площадь поперечного сечения одного пояса; A_{ω} – площадь поперечного сечения стенки балки.

Нормативная нагрузка на балку с учетом её собственного веса

$$q_{\text{н}}=(q_{\text{н1}} + q_{\text{н2}}) \cdot b + q_{\text{в}}^{\text{э}} = (20+1)\cdot6+3,21=129,21 \text{ кН/м}=12,921 \text{ гН/см}.$$

Расчетная нагрузка на единицу длины балки

$$q=(q_{\text{н1}}\,\gamma_{f1} + q_{\text{н2}}\,\gamma_{f2})\gamma_n b + q_{\text{в}}^{\text{э}}\,\gamma_{f1}\gamma_n = (20\cdot1,2+1\cdot1,05)\cdot6\cdot1+3,21\cdot1,05\cdot1=153,7 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент

$$M_1 = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{153,7\cdot16^2}{8} = 4918,4 \text{ кН·м=49184 гН·м}.$$

Расчетная поперечная сила:

$$Q_1 = \frac{q_1 l}{2} = \frac{153,7\cdot16}{2} = 1230 \text{ кН=12300 гН}.$$

Расчет главной балки выполнен для упругой стадии работы материала (стали), поэтому коэффициент c_1=1.

$$\frac{M}{c_1 W_x R_y \gamma_c} = \frac{49184\cdot10^2}{1\cdot21856\cdot240\cdot1} = 0,934 < 1.$$

Недонапряжение составляет 6,6 %.

Проверяем $t_{\omega} \geq \dfrac{3\cdot Q_1}{2hR_s\gamma_c} = \dfrac{3\cdot12300}{2\cdot150\cdot139\cdot1} = 8,8$ мм, принято t_{ω}=11 мм>8,8 мм.

Прочность балки обеспечена.

Относительный прогиб балки:

$$\frac{f_u}{l} = \frac{5}{384}\cdot\frac{q_{\text{н}} l^3}{EI_x} = \frac{5\cdot12,921\cdot1600^3}{384\cdot2,06\cdot10^5\cdot1639223} = \frac{1}{500} < \left[\frac{f_u}{l}\right] = \frac{1}{400}.$$

Жесткость балки обеспечена.

Проверку балки на прогиб можно было бы не производить, так как принятая высота сечения балки больше минимальной высоты ($h>h_{\min}$).

Таким образом, подобранная главная балка удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

4.3. Определение мест изменения сечения балок

Сечение главных балок подбирается по наибольшему изгибающему моменту в пролете. Если сохранить сечение балки постоянным по всему пролету, то в сечениях, удаленных от середины пролета, будут иметь место недонапряжения. В связи с этим, чтобы получить экономичную балку требуемой несущей способности, целесообразно сделать ее с переменным по пролету моментом сопротивления.

Балку с переменным моментом сопротивления по пролету можно получить за счет переменной высоты ее по длине при постоянном сечении поясов или, что более целесообразно, за счет изменения сечения (как правило ширины) поясов при постоянной высоте стенки.

Определение мест изменения сечения поясов балки может осуществляться графических или аналитическими методами.

В практических расчетах место изменения сечения балки принимают на расстоянии 1/6 пролета от опоры и определяют изгибающий момент в этом сечении, а затем по этому моменту находят необходимое сечение поясов балки.

Шов соединения стыкуемых поясных листов рассчитывается на полную величину усилия в узком листе. Если прямой шов (рис. 19, а) не обеспечивает равнопрочность соединения, то он выполняется косым под углом 45° или 60° к оси листа (рис. 19, б).

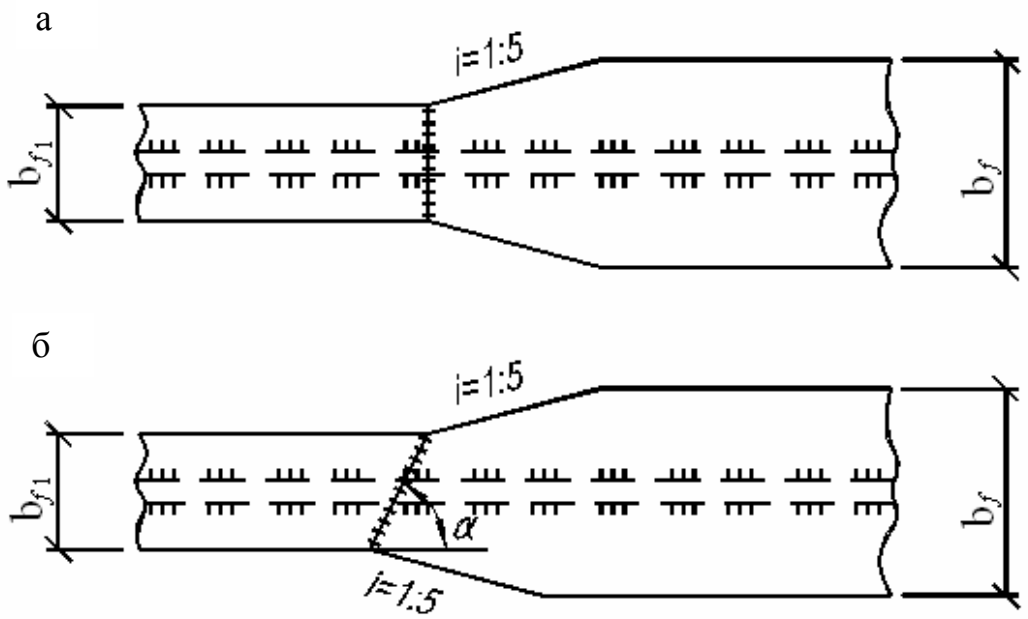


Рис. 19. Стык поясных листов в месте изменения сечения балки:
а – прямой; б – косой

Косые швы соединения рассчитываются раздельно на сдвиг и на растяжение от усилий T и V:

$$\tau_\omega = \frac{T}{tl_\omega} = \frac{N_f \cos\alpha}{tl_\omega} \le R_{\omega s}\gamma_c;$$

$$\sigma_\omega = \frac{V}{tl_\omega} = \frac{N_f \sin\alpha}{tl_\omega} \le R_{\omega y}\gamma_c,$$

где $R_{\omega y}$ – расчетное сопротивление сварного шва растяжению; $R_{\omega s}$ – расчетное сопротивление сварного шва сдвигу, принимаемое по [6, табл. 3]; $t=t_f$ и l_ω – соответственно толщина и расчетная длина сварного шва; N_f – полное усилие в узком листе пояса балки.

$$N_f = b_{f1} \cdot t_f \cdot R_y \cdot \gamma_c;\ V = N_f \cdot \sin\alpha;\ T = N_f \cdot \cos\alpha.$$

В месте изменения сечения поясов балки в уровне поясных швов следует сделать проверку напряженного состояния по формуле приведенных напряжении

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \le 1{,}15 R_y \gamma_c,$$

где σ_1 и τ_1 нормальные и касательные напряжения в стенке в месте изменения сечения поясных листов в уровне поясных швов.

ПРИМЕР 5. Требуется изменить сечение по длине сварной балки при следующих исходных данных: пролет балки l=14 м; высота h=1,3 м; высота стенки h_w=1,25 м, толщина стенки t_w=10 мм; толщина полки 25 мм; ширина полки 440 мм, равномерно-распределенная расчетная нагрузка на балку q=1285,1 гН/м; материал балки – сталь С245 при толщине проката 21-30 мм имеет R_y=240 МПа и R_s=139 МПа. [6, табл. 51*]. Растянутый пояс балки в месте изменения сечения соединен прямым стыком. Сварка выполнена электродами типа Э42 с $R_{\omega y}=0{,}85 \cdot R_y$= $0{,}85 \cdot 240$=204 МПа и [6, табл. 3]. Место изменения сечения (рис. 20) принято на расстоянии 1/6 пролета, т.е.

$$X = \frac{1}{6} l = \frac{14}{6} = 2{,}33 \text{ м.}$$

Определяем расчетный изгибающий момент в сечений балки на расстоянии x=2,33 м от опоры A:

$$M_1 = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{1285{,}1 \cdot 2{,}33 \cdot (14 - 2{,}33)}{2} = 17472 \text{ гН·м.}$$

Требуемый момент сопротивления балки в этом сечении

$$W_{\text{тр1}} = \frac{M_1}{R_{\omega y}\gamma_c} = \frac{17472 \cdot 10^2}{204 \cdot 1} = 8564{,}7 \text{ см}^3.$$

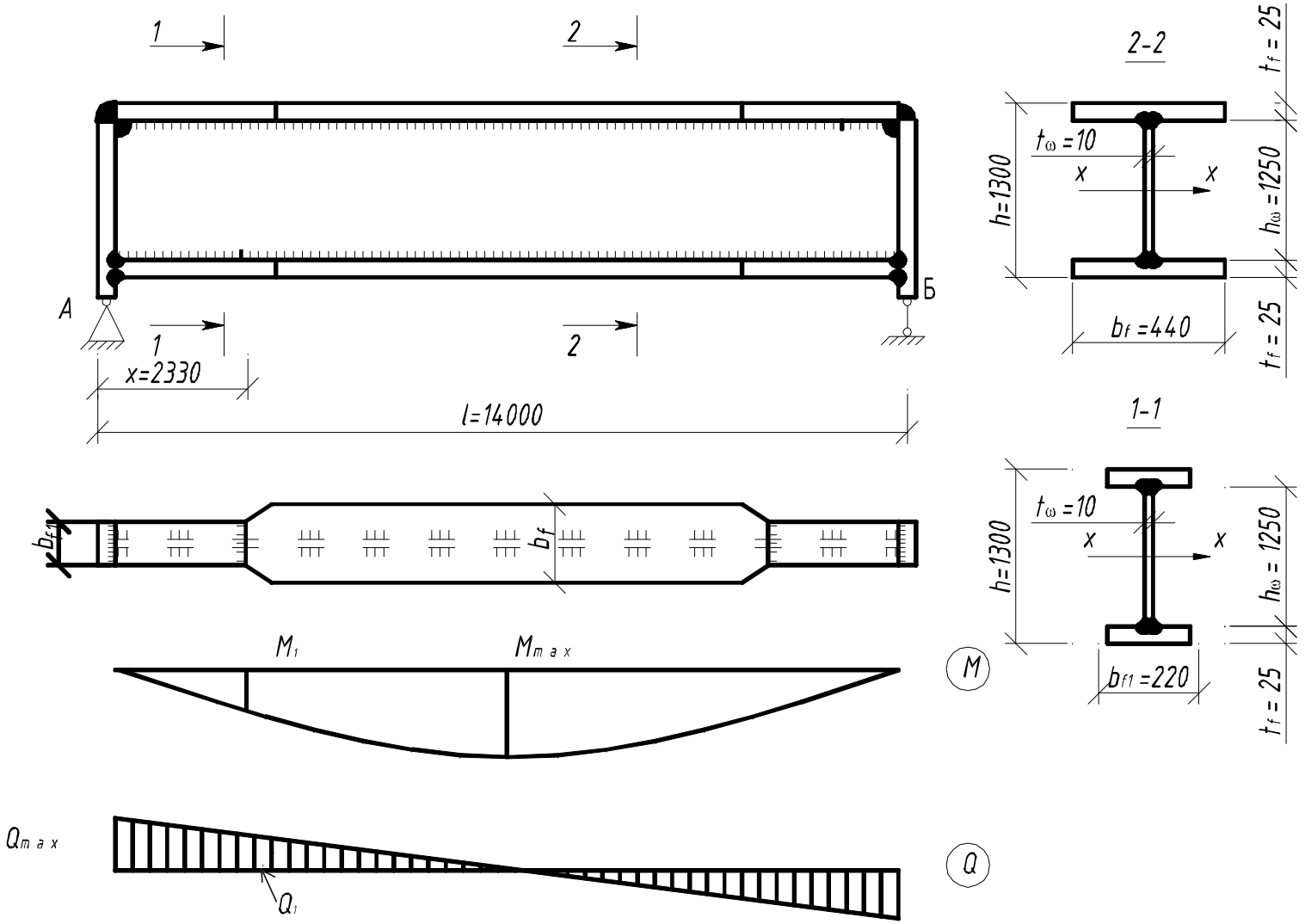


Рис. 20. К расчету изменения сечения поясов сварной балки

Требуемый момент инерции

$$I_{\text{тр1}} = W_{\text{тр1}} \frac{h}{2} = 8564,7 \cdot \frac{130}{2} = 556706 \text{ см}^4.$$

Момент инерции стенки высотой 125 см и толщиной t_ω=1,0 см

$$I_\omega = \frac{t_\omega h_\omega^3}{12} = \frac{1 \cdot 125^3}{12} = 162760,4 \text{ см}^4.$$

Момент инерции поясных листов

$$I_{f1} = I_{\text{тр1}} - I_\omega = 556706 - 162760,4 = 393945,6 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь поперечного сечения одного поясного листа

$$A_{f1} = \frac{2I_{f1}}{h_f^2} = \frac{2 \cdot 393945,6}{127,5^2} = 48,5 \text{ см}^4,$$

где $h_f = h - t_f$=130–2,5=127,5 см.

Принимаем пояс в измененном сечении балки из универсального листа 220×25мм по ГОСТ 82-70*. Площадь одного поясного листа в измененном сечении

$$A_{f1} = b_{f1} \cdot t_f = 22 \cdot 2,5 = 55 \text{ см}^2.$$

Момент инерции балки в месте изменения сечения

$$I_1 = I_\omega + 2b_{f1} \cdot t_f \left(\frac{h_\omega}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = 162760,4 + 2 \cdot 22 \cdot 2,5 \left(\frac{125}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 = 609807 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления балки в измененном сечении

$$W_1 = \frac{I_1 \cdot 2}{h} = \frac{609807 \cdot 2}{130} = 9381,65 \text{ см}^3.$$

Наибольшее нормальное напряжение в месте изменения сечения

$$\sigma_1' = \frac{M_1}{W_1} = \frac{17472 \cdot 10^2}{9381,65} = 186 \text{ МПа} \approx R_{wy} \gamma_c = 204 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила в месте изменения сечения балки

$$Q_1 = q \left(\frac{l}{2} - x \right) = 1285,1 \cdot \left(\frac{14}{2} - 2,33 \right) = 6001,4 \text{ гН}.$$

Поперечная сила на опоре балки

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{128,51 \cdot 14}{2} = 8995,7 \text{ гН}.$$

Для сечения балки на опоре I_1=609807 см^4, W_1=9381,65 см^3.

Проверяем наибольшие касательные напряжения по нейтральной оси (ось *x*) сечения у опоры балки

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{x1}}{I_1 \cdot t_\omega} = \frac{8995,7 \cdot 5459,38}{609807 \cdot 1} = 80,53 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 139 \text{ МПа}$$

где S_{x1} – статический момент полусечения балки на опоре относительно нейтральной оси, равный

$$S_{x1} = b_{f1} t_f \left(\frac{h_\omega}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + \frac{t_\omega h_\omega^2}{8} = 22 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{125}{2} + \frac{2,5}{2} \right) + \frac{1 \cdot 125^2}{8} = 5459,38 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность стенки при совместном действии нормальных и касательных напряжении на уровне поясного шва в месте изменения сечения (на расстоянии 2,33 м от опоры) по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \le 1,15 \cdot R_y \gamma_c .$$

Нормальное напряжение на уровне поясного шва

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} \frac{h_\omega}{h} = \frac{17472 \cdot 10^2}{9381,65 \cdot} \cdot \frac{125}{130} = 179 \text{ МПа.}$$

Касательное напряжение на уровне поясного шва

$$\tau = \frac{Q_1 S_f}{I_1 t_\omega} = \frac{6001,4 \cdot 3506,25}{609807 \cdot 1} = 34,5 \text{ МПа,}$$

где S_f – статический момент пояса балки относительно нейтральной оси, равный

$$S_f = b_{f1} t_f \left(\frac{h_\omega}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 22 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{125}{2} + \frac{2,5}{2} \right) = 3506,25 \text{ см}^3.$$

Приведенное напряжение:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{179^2 + 3 \cdot 34,5^2} = 188,7 \le 1,15 \cdot R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 240 \cdot 1 = 276 \text{ МПа.}$$

4.4. Расчет соединения поясов балки со стенкой.

В сварных составных балках соединение поясов со стенкой осуществляется поясными швами. Такое соединение обеспечивает совместную работу поясов и стенки и воспринимает сдвигающие силы, возникающие в уровне поясных швов.

Шов рассчитывается или проверяется на прочность в наиболее напряженном сечении у опор, и его толщина принимается постоянной по всему пролету балки.

Требуемая высота катета сварного углового шва, соединяющего пояс балки со стенкой, из условия обеспечения прочности его при сдвиге определяется по двум сечениям:

– по металлу шва

$$k_f = \frac{Q_{\max} S_f}{2 I_x \beta_f l_\omega R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c}; \qquad (1)$$

– по металлу границы сплавления

$$k_f = \frac{Q_{\max} S_f}{2 I_x \beta_z l_\omega R_{\omega z} \gamma_{\omega z} \gamma_c}, \qquad (2)$$

где $Q_{\max}$ – максимальная поперечная сила (обычно на опоре); I_x – момент инерции сечения балки у опоры; S_f – статический момент пояса балки относительно нейтральной оси в том же сечении; k_f – катет шва.

Высоту катета поясных швов k_f [мм] следует принимать не менее значений, указанных в табл. 38 СНиП II-23-81* [6].

Если вспомогательные балки или балки настила опираются на главную поэтажно (рис. 21, б и 24) в сечениях, не укрепленных поперечными ребрами жесткости, то сварные поясные швы, соединяющие верхний пояс главной балки со стенкой, должны рассчитываться с учетом местных напряжений σ_{loc}.

Значение местных напряжений определяется по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_\omega \, l_{ef}}.$$

Результирующее напряжение в верхних поясных угловых швах будет равно геометрической сумме касательных и местных напряжений:

$$\sqrt{\tau_\omega^2 + \sigma_{\omega.loc}^2} = \frac{1}{2\beta k_f} \sqrt{\left(\frac{QS_f}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{F}{l_{ef}}\right)^2} \le \left[R_\omega \gamma_\omega\right]_{\min} \gamma_c .$$

Отсюда можно определить требуемую высоту катета угловых швов верхнего пояса из условия обеспечения прочности их по металлу шва и металлу границы сплавления, т.е. из двух полученных значений за расчетное принимается наибольшее

$$k_f = \frac{1}{2(\beta R_\omega \gamma_\omega)_{\min} \gamma_c} \sqrt{\left(\frac{QS_f}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{F}{l_{ef}}\right)^2} .$$

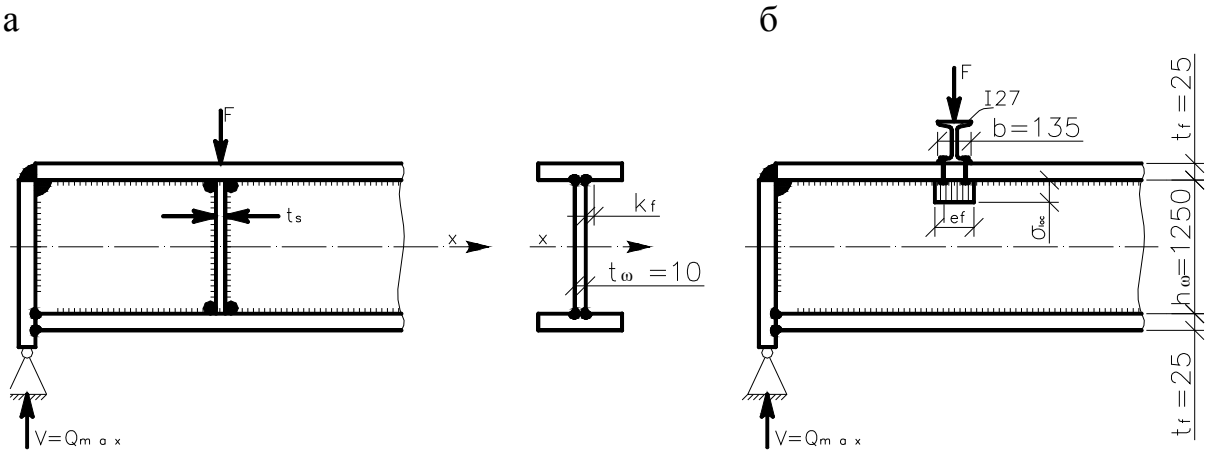


Рис. 21. К расчету поясных сварных швов составных балок:
а – при наличии поперечного ребра; б – при отсутствии поперечного ребра

ПРИМЕР 6. Требуется определить катет сварного шва k_f, соединяющего пояс балки со стенкой, при следующих данных: на опоре расчетная поперечная сила Q=18750 гН; статический момент пояса относительно нейтральной оси сечения балки S_f=3500 см^3; момент инерции сечения балки I_x=610000 см^4; материал балки – сталь С245 с R_{un}=370 МПа, коэффициенты β_f=0,9, β_z=1,05 (согласно [6, табл. 34]). Поясные швы выполнены автоматической однопроходной сваркой влодочку проволокой диаметром 2 мм марки СВ-08А с $R_{\omega f}$=180 МПа [6, табл. 56], $R_{\omega z}$=0,45·370≈165 МПа [6, табл. 3].

Определяем требуемую высоту катета сварного углового шва, соединяющего пояс балки со стенкой (см. рис. 21,а), из условия обеспечения прочности его на сдвиг (срез) по двум сечениям:

– по металлу шва

$$k_f = \frac{QS_f}{2I_x\beta_f l_\omega R_{\omega f}\gamma_{\omega f}\gamma_c} = \frac{18750\cdot 3500}{2\cdot 610000\cdot 0{,}9\cdot 1\cdot 180\cdot 1\cdot 1} = 0{,}33\,\text{см}=3{,}3\ \text{мм};$$

– по металлу границы сплавления

$$k_f = \frac{QS_f}{2I_x\beta_z l_\omega R_{\omega z}\gamma_{\omega z}\gamma_c} = \frac{18750\cdot 3500}{2\cdot 610000\cdot 1{,}05\cdot 1\cdot 165\cdot 1\cdot 1} = 0{,}31\,\text{см}=3{,}1\ \text{мм}.$$

Катет шва назначаем из условия минимально допустимого, согласно [6, табл. 38], т.е. k_f=7 мм.

Если балка настила опирается на главную в сечении, где отсутствует поперечное ребро жесткости (см. рис. 21, б), то требуемый катет сварного шва k_f, соединяющего верхний пояс со стенкой, определяется с учетом

местных напряжений из условия обеспечения прочности его на сдвиг по двум сечениям:

– по металлу шва

$$k_f = \frac{1}{2\beta_f R_{\omega f}\gamma_{\omega f}\gamma_c}\sqrt{\left(\frac{QS_f}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{F}{l_{ef}}\right)^2} =$$

$$= \frac{1}{2\cdot 0{,}9\cdot 180\cdot 1\cdot 1}\sqrt{\left(\frac{1875\cdot 10\ \cdot 3500}{610000}\right)^2 + \left(\frac{125\cdot 10}{18{,}5}\right)^2} = 0{,}39\ \text{см} = 3{,}9\ \text{мм};$$

– по металлу границы сплавления

$$k_f = \frac{1}{2\beta_z R_{\omega z}\gamma_{\omega z}\gamma_c}\sqrt{\left(\frac{QS_f}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{F}{l_{ef}}\right)^2} =$$

$$= \frac{1}{2\cdot 1{,}05\cdot 165\cdot 1\cdot 1}\sqrt{\left(\frac{18750\cdot 3500}{610000}\right)^2 + \left(\frac{125\cdot 10}{18{,}5}\right)^2} = 0{,}37\ \text{см} = 3{,}7\ \text{мм},$$

где F=125 кН – сосредоточенная нагрузка от балок настила; (F=2$Q_{\text{б.н}}$, где $Q_{\text{б.н}}$ – поперечная сила балки настила (см. Расчет балки настила));

$$l_{ef}=b+2\cdot t_f=13{,}5+2\cdot 2{,}5=18{,}5\ \text{см};$$

здесь b – ширина пояса балки настила; t_f – толщина верхнего пояса главной балки.

Принимаем катет шва k_f=7 мм согласно [6, табл.38]. Сварные швы, соединяющие стенку балки с нижним поясом, рассчитываются без учета местных напряжений, т.е. по формулам (1) и (2).

4.5. Проверка общей устойчивости балок

Узкие и слабо раскрепленные от бокового перемещения балки могут терять общую устойчивость до того, как фибровые напряжения в поясах достигнут расчетного сопротивления.

Обеспеченность общей устойчивости балок проверяется по формуле

$$\frac{M}{\varphi_в W_c R_y \gamma_c} \le 1,$$

где W_c – момент сопротивления наиболее сжатой фибры верхнего пояса балки в плоскости наибольшего изгибающего момента; $\varphi_в$ – коэффициент, учитывающий понижение критических напряжении вследствие потери балкой общей устойчивости, определяемый по [6, прил. 7*].

Если результаты проверки показывают, что общая устойчивость не обеспечена, то необходимо увеличить I_y, т.е. увеличить ширину поясов балки или поставить горизонтальные связи.

Проверка общей устойчивости балок не требуется в случаях:

– если нагрузка на балку передается через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки;

– если для балок двутаврового профиля отношение $\frac{l_{ef}}{b_f}$ не превышает значений, найденных по формулам [6, табл. 8].

4.6. Обеспечение местной устойчивости элементов балки

Потеря устойчивости поясов и стенки балки может произойти от действия нормальных, местных или касательных напряжении, а также от их совместного действия.

Критические напряжения потери местной устойчивости от раздельного действия напряжений определяются по формулам:

– критических нормальных напряжений – по [6, формулы (75) и (81)]

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_\omega^2};$$

– критических касательных напряжений – по [6, формула (76)]

$$\tau_{cr} = 10{,}3 \cdot \left(1 + \frac{0{,}76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2};$$

– критических местных напряжений – по [6, формула (80)]

$$\sigma_{loc.cr} = \frac{C_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2},$$

где C_{cr} – коэффициент, принимаемый по [6, табл. 21]; d – меньшая из сторон пластины (h_ω или а); a – расстояние между осями (шаг) поперечных основных ребер жесткости (рис. 22); μ – отношение большей стороны пластины к меньшей; C_1 – коэффициент, принимаемый по [6, табл. 23]; $h_\omega = h_{ef}$ – расчетная высота стенки; $t_\omega = t$ – толщина стенки; $\bar{\lambda}_\omega = \frac{h_\omega}{t_\omega}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость стенки; $\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_\omega}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость отсека стенки; $\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_\omega}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – гибкость пластины (отсека стенки).

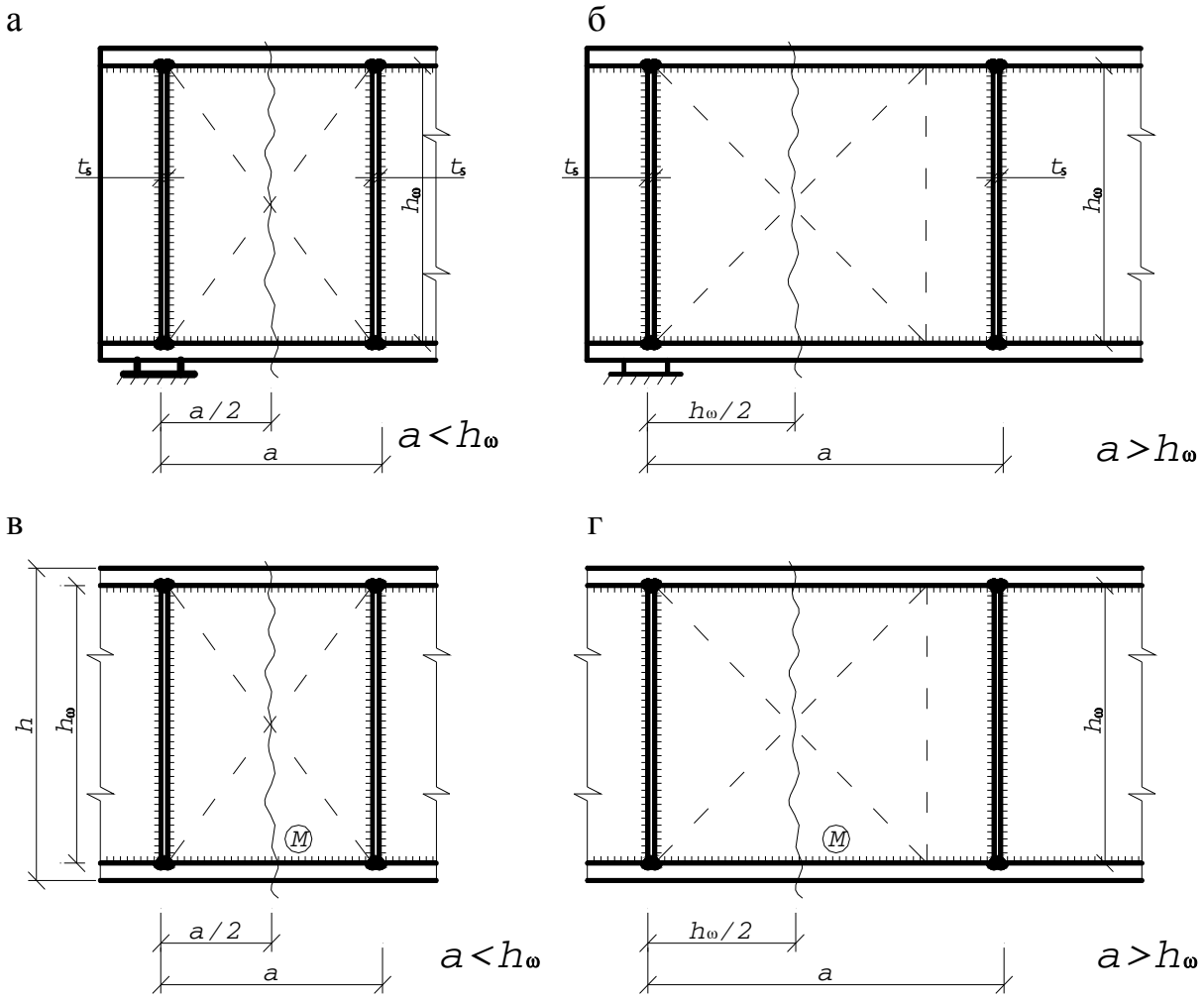


Рис. 22. К проверке местной устойчивости стенки балки:
а, б – в отсеке у опоры, при $a<h_\omega$ и при $a>h_\omega$;
в, г – в отсеке в середине пролета при $a<h_\omega$ и при $a>h_\omega$

Проверка местной устойчивости сводится к сопоставлению фактических напряжений с критическими, т.е.:

– при действии нормальных напряжений $\sigma \le \sigma_{cr}$;

– при действии касательных напряжении $\tau \le \tau_{cr}$;

– при действии местных напряжений $\sigma_{loc} \le \sigma_{loc.cr}$.

Здесь напряжения σ, τ и σ_{loc} определяются в сечении (см. рис. 22) равноудаленном от продольных ребер жесткости (если шаг поперечных ребер жесткости a меньше высоты стенки h_ω) или на расстоянии $h_\omega/2$ от поперечного ребра жесткости (если шаг поперечных ребер жесткости a больше h_ω).

Касательные напряжения определяются как средние по сечению стенки балки, без учета работы поясов, по формуле

$$\tau = \frac{Q}{h_\omega t_\omega},$$

где Q – поперечная сила в расчетном сечении балки.

Нормальные напряжения определяются (рис. 23) в стенке балки на уровне поясных швов по формуле

$$\sigma = \sigma_{\max} \frac{h_\omega}{h} = \frac{M}{W} \frac{h_\omega}{h}.$$

Местные напряжения в стенке балки определяются по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_\omega l_{ef}},$$

где F – сосредоточенная нагрузка; t_ω – толщина стенки; $l_{ef}=b+2t_f$ – условная длина распределения давления сосредоточенной нагрузки F (рис.24).

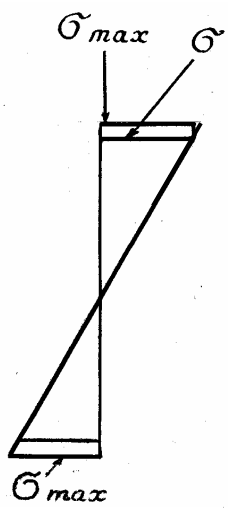


Рис. 23. Нормальные напряжения в поперечном сечении балки

Если главная балка укреплена поперечными ребрами жесткости, а вспомогательные балки или балки настила передают нагрузку на нее в местах поперечных ребер жесткости, то в этом случае местная устойчивость стенки от действия местных напряжений обеспечена, т.е. принимается $\sigma_{loc}=0$. При проектировании главных балок желательно предусматривать постановку поперечных ребер в сечениях, где вспомогательные балки (или балки настила) опираются на главную.

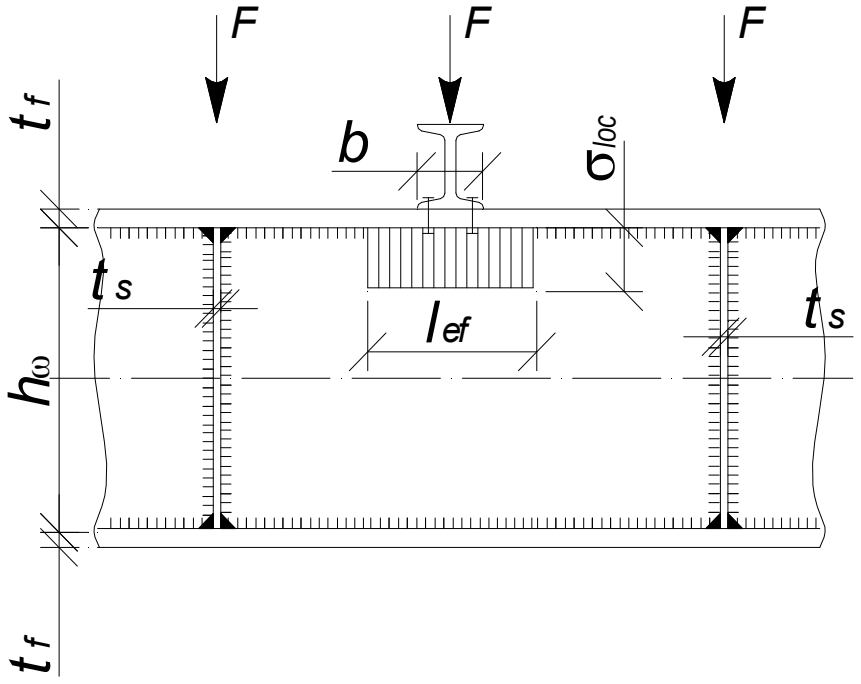


Рис.24. К определению σ_{loc}

При действии нагрузок на балку, нормальные, касательные и местные напряжения могут возникать одновременно. В этом случае проверку

местной устойчивости стенки балки симметричного сечения, укрепленной только поперечными ребрами жесткости, следует производить в предположении совместного действия этих напряжений по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}+\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.cr}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}\le\gamma_c,$$

где γ_c – коэффициент условий работы; σ, τ, σ_{loc} – напряжения от внешних нагрузок; σ_{cr}, τ_{cr}, $\sigma_{loc.cr}$ соответствующие критические напряжения, определяемые по приведенным выше формулам и с учетом [6, п. 7.6].

При σ_{loc}=0 местная устойчивость стенки проверяется по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}\le\gamma_c.$$

Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если значение условной гибкости $\bar{\lambda}_\omega=\frac{h_\omega}{t_\omega}\sqrt{\frac{R_y}{E}}\ge 3,2$ (при отсутствии подвижной нагрузки) и $\bar{\lambda}_\omega\ge 2,2$ (при наличии подвижной нагрузки на поясе балки).

Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать $2h_\omega$ при $\bar{\lambda}_\omega>3,2$ и $2,5h_\omega$ при $\bar{\lambda}_\omega\le 3,2$.

Ширина выступающей части парного симметричного ребра (рис. 25) принимается равной:

$$b_h'\ge\frac{h_\omega}{30}+40 \text{ мм, а толщина ребра } t_s\ge 2b_h'\sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

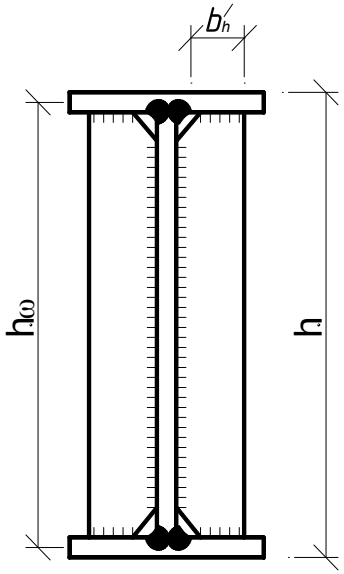


Рис. 25. К определению размеров поперечных ребер жесткости

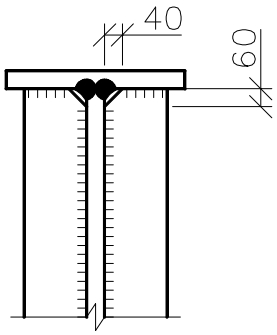


Рис. 26. Примыкание поперечных ребер жесткости к поясу балки

Местную устойчивость стенок балок не требуется проверять, если условная гибкость стенки не превышает значений: $\bar{\lambda}_\omega = \frac{h_\omega}{t_\omega}\sqrt{\frac{R_y}{E}} \le 3{,}5$ – при отсутствии местных напряжений (σ_{loc}=0) в балках с двухсторонними поясными швами; $\bar{\lambda}_\omega \le 2{,}5$ при наличии местных напряжений ($\sigma_{loc}\neq 0$).

В местах прохода поясных швов поперечные ребра жесткости срезаются согласно рис. 26.

ПРИМЕР 7. Требуется проверить общую устойчивость сварной балки, а также местную устойчивость ее поясов и стенки при следующих исходных данных: пролет балки l=14 м; высота h=1,3 м; материал балки – сталь С245 с R_y=240 МПа при толщине проката до 20 мм и R_y=230 МПа при толщине проката больше 20 мм и R_s=139 МПа. Балка загружена равномерно-распределенной расчетной нагрузкой q=125 кН/м, нагрузка передается на главные балки через балки настила, шаг которых 1м (геометрические размеры балок – см. рис. 27).

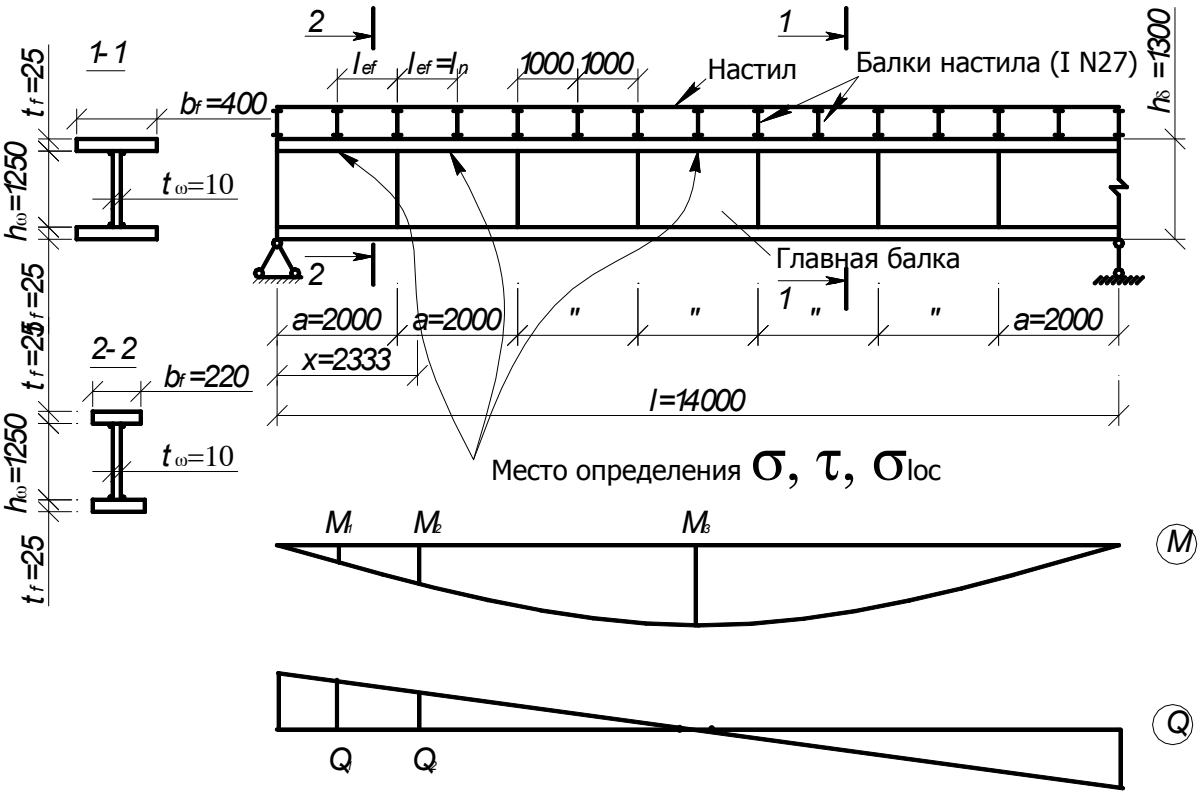


Рис. 27. К проверке общей устойчивости балки и местной устойчивости ее поясов и стенки

Проверки общей устойчивости балки не требуется, в связи с тем что

$$\frac{l_{ef}}{b_{f1}}=\frac{1000}{220}=4,55<\left[0,35+0,0032\frac{b_{f1}}{t_f}+\left(0,76-0,02\frac{b_{f1}}{t_f}\right)\frac{b_{f1}}{h_f}\right]\sqrt{\frac{E}{R_y}}=$$

$$=\left[0,35+0,0032\cdot\frac{22}{2,5}+\left(0,76-0,02\cdot\frac{22}{2,5}\right)\frac{22}{(130-2,5)}\right]\sqrt{\frac{2,06\cdot10^5}{240}}=14,0$$

согласно [6, табл. 8], т.е. общая устойчивость балки обеспечена.

Местная устойчивость сжатого пояса балки обеспечена, в связи с тем, что согласно [6, табл. 30]

$$\frac{b_{ef}}{t_f}=\frac{19,5}{2,5}=7,8<0,5\sqrt{\frac{E}{R_y}}=0,5\sqrt{\frac{2,06\cdot10^5}{240}}=14,65,$$

где $b_{ef}=\frac{b_f-t_\omega}{2}=\frac{400-10}{2}=195$ мм.

Если условная гибкость стенки [6, п.7.10]

$$\bar{\lambda}_\omega=\frac{h_\omega}{t_\omega}\sqrt{\frac{R_y}{E}}=\frac{125}{1}\sqrt{\frac{240}{2,06\cdot10^5}}=4,23>3,2,$$

то в балке необходимо поставить поперечные ребра жесткости не более, чем через 2 шага балок настила (a=2 м), что не превышает $a_{max}=2h_\omega=2\cdot125=250$ см, так как $\bar{\lambda}_\omega=4,23>2,5$ [6, п.7.10].

Местную устойчивость стенки балки необходимо проверять, так как $\bar{\lambda}_\omega=4,23>2,5$ согласно [6, п.7.3]. Проверку устойчивости стенки производим с учетом местных напряжении под балками настила в трех отсеках (см. рис. 27): в опорном, в местах изменения сечения и в середине балки.

В опорном (в первом) отсеке балки изгибающий момент и поперечная сила на расстоянии от опоры x = 1 м равны:

$$M_1=\frac{qx(l-x)}{2}=\frac{1250\cdot1\cdot(14-1)}{2}=8125 \text{ гН·м};$$

$$Q_1=\frac{q(l-2x)}{2}=\frac{1250\cdot(14-2\cdot1)}{2}=7500 \text{ гН}.$$

Из примера 5 известно, что момент сопротивления измененного сечения балки W_1=9381,65 см^3.

Определяем напряжения в стенке балки на уровне поясных швов в сечении на расстоянии от опоры x = 1 м:

– нормальные напряжения

$$\sigma=\frac{M_1}{W_1}\frac{h_\omega}{h}=\frac{8125\cdot10^2\cdot125}{9381,65\cdot130}=83,3 \text{ МПа};$$

– средние касательные напряжения

$$\tau = \frac{Q_1}{h_\omega t_\omega} = \frac{7500}{125 \cdot 1} = 60 \text{ МПа};$$

– местные напряжения согласно [6, п.5. 13]

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_\omega l_{ef}} = \frac{1250}{1 \cdot 18,5} = 67,6 \text{ МПа},$$

где F=125 кН = 1250 гН – сосредоточенная нагрузка от балок настила; $l_{ef}=(b+2t_f)=(13,5+2\cdot 2,5)=18,5$см – длина распределения нагрузки (см. рис. 24), здесь b=13,5см – ширина полки балки настила из двутавра №27.

Для рассматриваемой балки (см. рис. 27).

$$h_{ef}=h_\omega=125 \text{ см}; \; t=t_\omega=1 \text{ см}; \; t_f=2,5 \text{ см}; \; b_{f1}=22 \text{ см}.$$

Определяем коэффициент защемления стенки в поясах:

$$\delta = \beta \frac{b_{f1}}{h_\omega}\left(\frac{t_f}{t_\omega}\right)^3 = 0,8\frac{22}{125}\left(\frac{2,5}{1}\right)^3 = 2,2,$$

где коэффициент β=0,8, определяемый по [6, табл. 22].

По соотношению размеров проверяемого отсека стенки $\mu = \frac{a}{h_\omega} = \frac{200}{125} = 1,6 > 0,8$ [6, п.7.6, б] и степени защемления стенки в поясах δ=2,2 определяем по [6, табл. 24] предельное значение $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = 0,56$, так как $\frac{a}{h_\omega} = 1,6 > 0,8$, а $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{67,6}{83,3} = 0,81 > 0,56$, т.е. больше предельного [6, п.7.6, б], то критическое нормальное напряжение определяем по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{C_2 R_y}{\bar{\lambda}_\omega^2} = \frac{62 \cdot 240}{4,27^2} = 816 \text{ МПа},$$

где C_2=62 определяется по [6, табл. 25] при $\frac{a}{h_\omega} = 1,6$.

Критическое местное напряжение определяем по формуле:

$$\sigma_{cr.loc} = \frac{C_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} = \frac{39,8 \cdot 240}{6,83^2} = 204,5 \text{ МПа},$$

где C_1=39,8 определяется по [6, табл. 23] при δ=2,2 и $\frac{a}{h_\omega} = 1,6$;

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_\omega}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{200}{1}\sqrt{\frac{240}{20,6 \cdot 10^4}} = 6,83.$$

Критическое касательное напряжение

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,6^2}\right) \frac{139}{4,27^2} = 101,8 \text{ МПа},$$

где

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_\omega} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{125}{1} \sqrt{\frac{240}{20,6 \cdot 10^4}} = 4,27,$$

здесь d – меньшая сторона отсека (пластины) равная высоте стенки h_ω=125 см.

Проверяем устойчивость стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{83,3}{816} + \frac{67,6}{204,5}\right)^2 + \left(\frac{60}{101,8}\right)^2} = 0,75 < \gamma_c = 1,$$

т.е. местная устойчивость стенки в опорном отсеке обеспечена.

Местная устойчивость стенки балки в отсеке, в котором изменяется сечение балки, и в среднем отсеке производится аналогично.

Если в местах опирания вспомогательных балок или балок настила на главную в последней поставлены поперечные ребра жесткости, то принимаем σ_{loc}=0 и проверку местной устойчивости производим по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \le \gamma_c.$$

Промежуточные поперечные ребра жесткости балки проектируем двусторонними с минимально допустимой шириной выступающей их части [6, п.7.10], определяемой по формуле

$$b_h^/ = \frac{h_\omega}{30} + 40 = \frac{1250}{30} + 40 = 81,7 \text{ мм}.$$

Принимаем $b_h^/$ =90 мм, что меньше вылета пояса балки в измененном сечении. Вылет пояса равен $\frac{b_{f1} - t_\omega}{2} = \frac{220 - 10}{2} = 105$ мм.

Минимально допустимая толщина ребра:

$$t_s = 2b_h^/ \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 90 \sqrt{\frac{240}{20,6 \cdot 10^4}} = 6,14 \text{ мм}.$$

Принимаем t_s=7 мм. Приварку ребер жесткости к стенке производим полуавтоматической сваркой двусторонними сплошными швами минимальной толщины k_f=4 мм по [6, табл. 38].

4.7. Конструкция и расчет опорных частей балок

Опорная часть балок может быть выполнена по одному из двух вариантов: в виде торцевой диафрагмы (рис. 28, б) или посредством усиления стенки опорными ребрами (рис. 28, а).

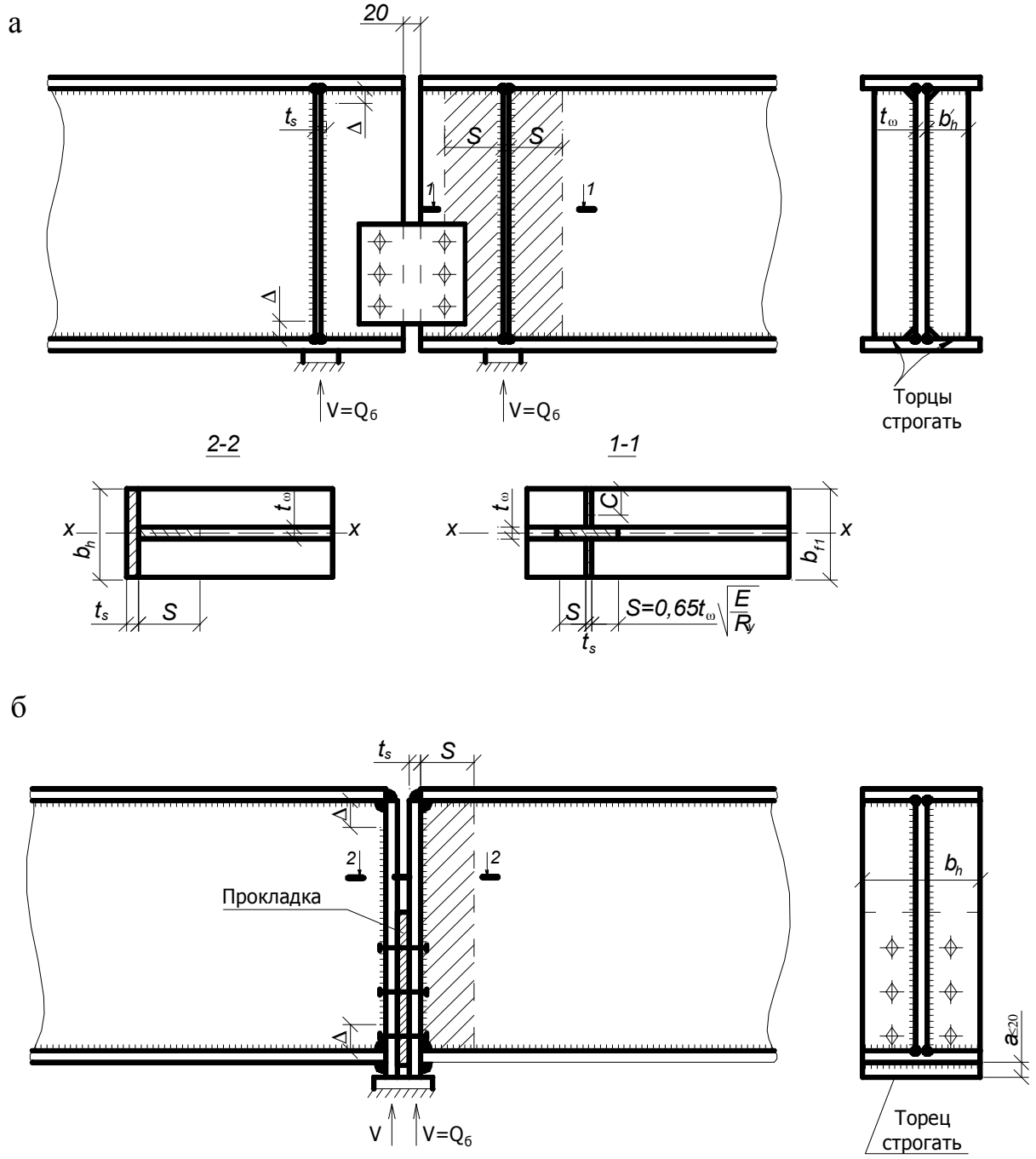


Рис. 28. Конструкция опорных частей сварных балок:
а – с опорными ребрами; б – с торцевой диафрагмой

Размеры опорных ребер жесткости определяют из расчета на смятие торца ребра:

$$\sigma_p = \frac{V}{A_p} \le R_p \gamma_c,$$

где V – опорная реакция балки; A_p – площадь смятия опорного ребра; R_p – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности, принимаемое согласно [6, табл. 1] $R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m}$; γ_m – коэффициент надежности по материалу, принимаемый по [6, табл. 2].

Требуемая площадь смятия торца опорного ребра определяется как:

$$A_p = \frac{V}{R_p \gamma_c}.$$

Определив A_p, компонуем поперечное сечение ребра, т.е. определяем t_s и b_h. Задавшись значением t_s, находим ширину ребра:

$$b_h = \frac{A_p}{t_s}.$$

При этом ширина выступающей части ребра из условия местной устойчивости не должна превышать:

$$\frac{b_h^1}{t_s} \le 0,5\sqrt{\frac{E}{R_y}}$$ (для случая по рис. 28, а),

$$\frac{b_h}{2t_s} \le 0,5\sqrt{\frac{E}{R_y}}$$ (для случая по рис.28, б).

Выступающая вниз часть опорного ребра (см. рис. 28, б) не должна превышать $a \le 1,5 \cdot t_s$ и обычно принимается равной 15-20 мм.

Кроме того опорную часть балки проверяют на устойчивость из плоскости балки по формуле:

$$\frac{V}{\varphi_x A_s R_y \gamma_c} \le 1,$$

где A_s – условная площадь сечения опорной стойки, включающая сечение опорного ребра и полосу стенки шириной $S = C = 0,65 t_\omega \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ с каждой стороны ребра (эта площадь заштрихована на рис. 29); φ_x – коэффициент продольного изгиба поперечного сечения условной опорной стойки относительно оси x, определяемый по [6, табл. 72] из условия, что опорное ребро жесткости и заштрихованная часть стенки представляют собою стойку

высотой h_ω. Гибкость опорной стойки $\lambda_x = \frac{h_\omega}{i_x}$, где i_x – радиус инерции ребра жесткости и заштрихованной части стенки относительно оси *x*.

ПРИМЕР 8. Требуется рассчитать опорное ребро сварной балки при следующих исходных данных: опорная реакция V = 1200 кН = 12000 гН, материал балки – сталь С245 по ГОСТ 27772-88 R_y=230 МПа, R_{un}=370 МПа и R_p=R_u=360 МПа при толщине проката 20-30 мм [6, табл. 51]; высота балки h=1500 мм; толщина стенки t_ω=12 мм. Конструкция опорной части и опирание балки приняты по рис. 29, а.

Определяем площадь смятия торца опорного ребра:

$$A_p = \frac{V}{R_p \gamma_c} = \frac{12000}{350 \cdot 1} = 34,29 \text{ см}^2.$$

Принимаем ширину опорного ребра b_h=b_{f1}=22,0 см – равную ширине пояса балки на опоре и находим его толщину:

$$t_s = \frac{A_p}{b_h} = \frac{34,29}{22} = 1,56 \text{ см}.$$

Принимаем толщину опорного ребра 16 мм.

Проверяем опорную часть балки на устойчивость из плоскости балки как центрально-сжатую условную стойку (рис. 29, а) по формуле:

$$\frac{V}{\varphi_x A_s R_y \gamma_c} \le 1,$$

где A_s – расчетная площадь условной стойки в опорной части балки, равная площади поперечного сечения опорного ребра и части стенки длиной $C = 0,65 t_\omega \sqrt{\frac{E}{R_y}}$; φ_x – коэффициент продольного изгиба условной стойки относительно оси *x*-*x*;

$$A_s = b_h t_s + 0,65 t_\omega^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 22 \cdot 1,6 + 0,65 \cdot 1,2^2 \sqrt{\frac{20,6 \cdot 10^4}{230}} = 63,2 \text{ см}^2.$$

Момент инерции условной стойки в опорной части балки относительно оси *x*-*x*

$$I_x = \frac{t_s b_h^3}{12} + \frac{0,65 t_\omega \sqrt{\frac{E}{R_y}} t_\omega^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 22^3}{12} + \frac{0,65 \cdot 1,2 \cdot \sqrt{\frac{20,6 \cdot 10^4}{230}} \cdot 1,2^3}{12} =$$

$$= 1420 + 3,4 = 1423,4 \text{ см}^4.$$

а б

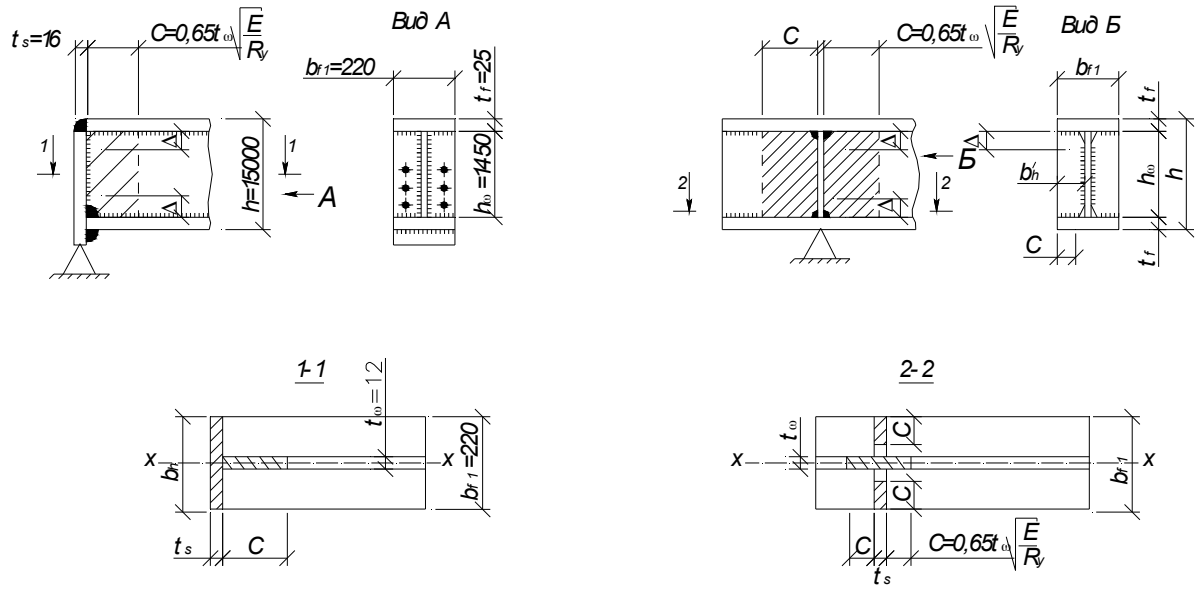


Рис. 29. К расчету опорных ребер балки:
а – при наличии торцевой диафрагмы; б – при наличии опорных ребер

Радиус инерции условной опорной стойки

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = \sqrt{\frac{1423,4}{63,2}} = 4,75 \text{ см}.$$

Гибкость опорной стойки

$$\lambda_x = \frac{h_\omega}{i_x} = \frac{145}{4,75} = 30,5,$$

где h_ω – высота стенки балки при толщине поясов t_f=2,5 см,

$$h_\omega = h - 2t_f = 150 - 2 \cdot 2,5 = 145 \text{ см}.$$

По гибкости λ_x=30,5, согласно [6, табл.72], определяем φ_x=0,932. Проверяем устойчивость опорной части балки:

$$\frac{V}{\varphi_x A_s R_y \gamma_c} = \frac{12000}{0,932 \cdot 63,2 \cdot 230 \cdot 1} \approx 0,886 \le 1.$$

Устойчивость опорной части балки обеспечена.

При конструктивном решении опорной части балки по рис. 29, б за площадь смятия опорного ребра необходимо принимать A_p=2ct_s. Площадь поперечного сечения условной стойки в опорной части балки при расчете ее на устойчивость равна:

$$A_s = 2b_h^1 {}' t_s + 2St_\omega,$$

где $S = C = 0,65t_\omega\sqrt{\frac{E}{R_y}}$ согласно [6, п.7.12].

Во всем остальном расчет опорных ребер балки аналогичен предыдущему.

Опорное ребро (диафрагма) (см. рис. 29,а) приварено к стенке балки двумя угловыми швами: полуавтоматической сваркой с использованием проволоки диаметром 2 мм марки Св-08А с $R_{\omega f}$=180 МПа и $R_{\omega z}$=0,45·R_{un}= =0,45·360≈162 МПа.

Принимаем $R_{\omega z}$≈160 МПа согласно [6, табл.3].

Длина каждого сварного шва равна:

$$l_\omega = h_\omega - 2\cdot\Delta - \delta = 1450 - 2\cdot 60 - 10 = 132{,}0 \text{ см},$$

где h_ω – высота стенки; Δ=60 мм – расстояние от пояса балки до сварного шва (см. рис. 29); δ=10 мм – дается на непровар в начале и конце сварного шва.

Определяем катет сварного шва k_f из условия обеспечения прочности его на сдвиг, срез по двум сечениям:

– по металлу шва

$$k_f = \frac{V}{2\beta_f R_{\omega f} l_\omega \gamma_{\omega f} \gamma_c} = \frac{12000}{2\cdot 0{,}9\cdot 180\cdot 132\cdot 1\cdot 1} = 0{,}281 \text{ см} = 2{,}81 \text{ мм};$$

– по металлу границы сплавления

$$k_f = \frac{V}{2\beta_z R_{\omega z} l_\omega \gamma_{\omega z} \gamma_c} = \frac{12000}{2\cdot 1{,}05\cdot 160\cdot 132\cdot 1\cdot 1} = 0{,}262 \text{ см} = 2{,}62 \text{ мм},$$

где β_f=0,9 и β_z=1,05 – коэффициенты, принимаемые по[6. табл. 34].

Принимаем катет шва $k_f = k_f^{\min} = 5$ мм согласно указаниям [6, табл.38]. Вместе с тем рабочая длина шва не должна быть более 85·β_f·k_f.

В нашем примере l_ω=132 см > 85·0,9·0,5=38,25 см, следовательно, расчет повторяем. Приняв l_ω=85·β_f·k_f=85·0,9·k_f=76,5·k_f, находим

$$k_f = \sqrt{\frac{V}{2\beta_f R_{\omega f} l_\omega \gamma_{\omega f} \gamma_c}} = \sqrt{\frac{12000}{2\cdot 0{,}9\cdot 180\cdot 76{,}5\cdot 1\cdot 1}} = 0{,}69 \text{ см} = 6{,}9 \text{ мм}.$$

Принимаем окончательно k_f=7 мм.

4.8. Монтажные стыки составных главных балок

Монтажные стыки составных балок используют для объединения отправочных элементов в одну целую балку на сварке или на болтах.

Надежная и долговечная работа конструкции, как правило, определяется качеством стыков соединений отправочных элементов, поэтому использование сварки для выполнения монтажных стыков рационально

при наличии специального оборудования, высококвалифицированных сварщиков и повышенного внимания к контролю качества швов.

Сварные стыки составных балок обычно осуществляют без накладок с полным проваром сечения. Если при этом не производить физический контроль качества шва, то для обеспечения прочности растянутого сварного стыкового шва нижнего пояса балки его необходимо выполнять косым с углом наклона не более 65°.

С целью снижения сварочных напряжений в сечении балки сварку необходимо производить в последовательности, указанной цифрами на рис. 30, а).

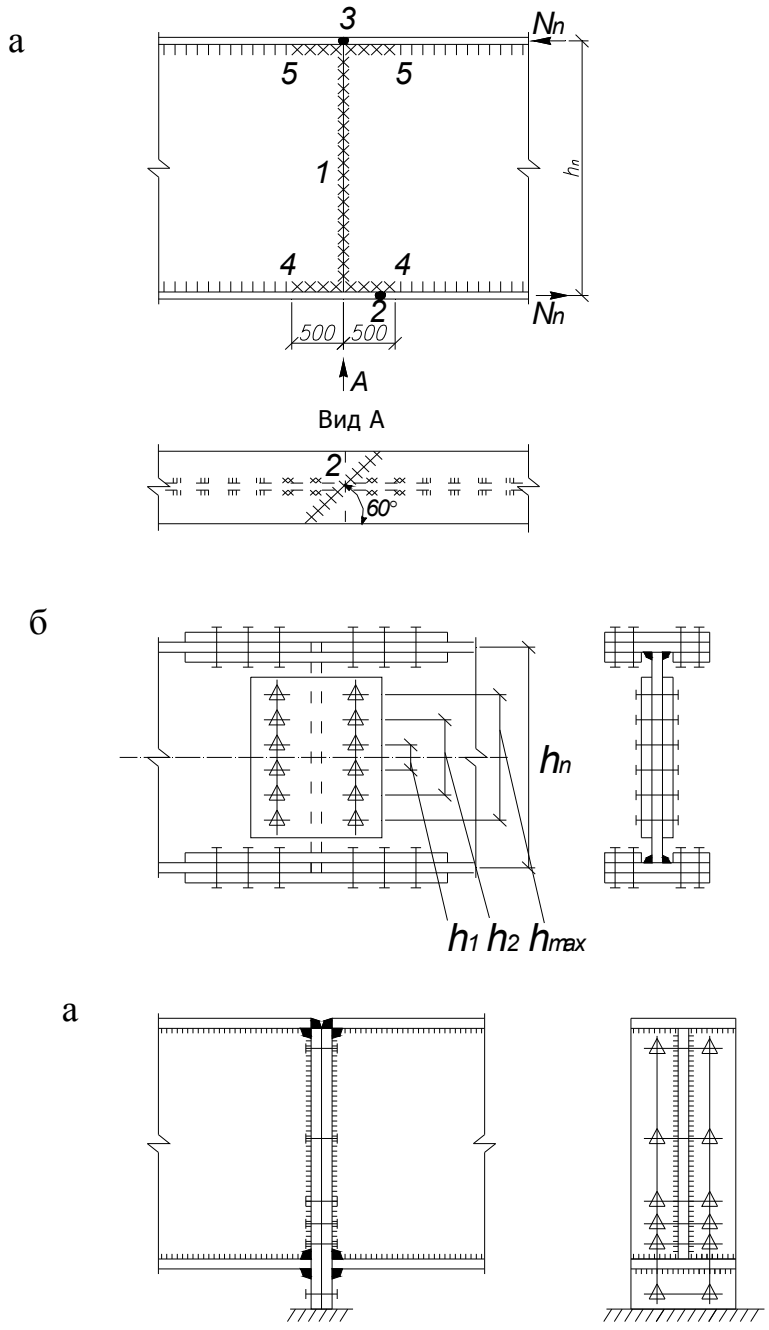


Рис. 30 Типы монтажных стыков составных балок
а – сварные; б – болтовые с накладками; в – болтовые фланцевые

Расчет сварного монтажного стыка составных балок производим следующим образом. Так как сварной стык балки выполняется, как правило, посередине пролета главной балки, определяем изгибающий момент, который воспринимается полками балки:

$$M_f = M_{\max} \cdot \frac{I_f}{I_x},$$

где I_x – момент инерции балки; $I_f = I_x - I_\omega$ – доля момента инерции, приходящаяся на пояса балки; I_ω – доля момента инерции, приходящаяся на стенку балки,

$$I_\omega = \frac{t_\omega \cdot h_\omega^3}{12}.$$

Затем определяется усилие, воспринимаемое поясами

$$N_f = \frac{M_f}{h_n},$$

где $h_n = h - h_f$ – расстояние между центрами тяжести поясов балки.

Проверяем напряжения в стыковом шве:

$$\sigma = \frac{N_f}{b_f \cdot t_f} \le R_{\omega y} \cdot \gamma_c,$$

где $R_{\omega y}$ – расчетное сопротивление прямого стыкового лобового сварного шва на растяжение без физических методов контроля:

$$R_{\omega y} = 0{,}85 \cdot R_y.$$

Если напряжения получаются больше расчетного сопротивления, то стыковой шов делается косым, как указано на рис. 30,а).

ПРИМЕР №9. Необходимо рассчитать и запроектировать сварные стыковые монтажные швы поясов для главной балки, сечение которой подобрано по данным примера № 4.

Определяем

$$M_f = M_{\max} \frac{I_f}{I_x} = \frac{4918{,}4 \cdot 1359766}{1639223} = 4080 \text{ кН·м=40800 гН·м},$$

где $I_f = I_x - I_\omega$=1639223-279457=1359766 см^4.

Находим $h_n = 1500 - 25 = 1475$ мм;

$$N_f = \frac{M_f}{h_n} = \frac{40800}{1{,}475} = 27660 \text{ гН};$$

$$\sigma = \frac{27660}{50 \cdot 2{,}5} = 221{,}3 \text{ МПа} > 0{,}85 \cdot 230 \cdot 1 = 195{,}5 \text{ МПа}.$$

Следовательно, стыковой монтажный шов нижнего пояса выполняем с полным проваром сечения косым швом с заложением α=60°. Шов по краям выводится на подкладки, для обеспечения полного шва. Стык верхнего пояса выполняется стыковым прямым швом с полным проваром, так как сварной шов работает на сжатие и напряжения в нем σ=221,3МПа<230·1= 230 МПа меньше расчетного сопротивления сварного стыкового шва сжатию.

Монтажные соединения балок на болтах обладают некоторыми преимуществами по сравнению со сварными соединениями. К ним, прежде всего, относят меньшую трудоемкость на строительной площадке, высокое качество исполнения, простоту замены при реконструкции. Эти достоинства эффективнее недостатков – повышенной металлоемкости, дополнительных заводских затрат на изготовление отверстий, ослабление сечения отверстиями.

Монтажные стыки на болтах (см. рис. 30, б) выполняют с накладками, применяя преимущественно сдвигоустойчивые фрикционные болтовые соединения.

Болты, прикрепляющие поясные накладки, рассчитываем на усилия $N_{nf} = A_{nf} \cdot R_y$, где A_{nf} - площадь сечения нижнего пояса балки нетто.

Необходимое количество болтов:

– при использовании болтов нормальной и повышенной точности

$$n \geq \frac{N_{nf}}{\gamma_c \cdot N_{b,\min}};$$

– в стыках на фрикционных болтах

$$n \geq \frac{N_{nf}}{k \cdot \gamma_c \cdot Q_{bh}};$$

где $N_{b,\min}$ – минимальное усилие, воспринимаемое одним болтом нормальной или повышенной точности из условия его прочности на срез:

$$N_b = n_s \cdot \gamma_b \cdot A \cdot R_{bs},$$

или прочности болта на смятие:

$$N_b = d \cdot \gamma_b \cdot \left(\sum t\right)_{\min} \cdot R_{bp}.$$

В формулах выше обозначено:

n_s – число расчетных срезов одного болта;

γ_b – коэффициент условий работы болтовых соединений (см. табл. 35* [6]);

$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ – расчетная площадь сечения стержня болта;

$\left(\sum t\right)_{\min}$ – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

d – наружный диаметр стержня болта;

R_{bs} – расчетное сопротивление болта срезу;

R_{bp} – расчетное сопротивление болта смятию;

k – количество плоскостей трения соединяемых элементов;

γ_c – коэффициент условий работы элемента конструкций;

Q_{bh} – расчетное усилие, которое может воспринимать одна поверхность трения соединяемых элементов, стянутых одним фрикционным болтом:

$$Q_{bh} = \left(R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_n \cdot \mu\right) / \gamma_h ,$$

где $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun}$ – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта [6, табл. 61*]; A_n – площадь сечения болта нетто; μ – коэффициент трения для сдвигоустойчивых соединений [6, табл. 36*]; γ_h – коэффициент надежности соединения [6, табл. 36*]; γ_b – коэффициент условий работы соединения, зависящий от количества болтов n.

В ослабленных отверстиями сечениях пояса должны выполняться условия прочности:

– при болтах нормальной точности

$$\frac{N_f}{A_{nf} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \le 1 .$$

– при высокопрочных болтах для крайнего ряда болтов

$$\frac{N_f}{A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot n_{as}}{n}\right) \le 1 ,$$

где n_{as} – число болтов в крайнем сечении; n – то же, в соединении по одну сторону стыка.

Сечения накладок для поясов (их в общем счете три) по площади назначают не менее сечения поясов.

Стык стенки рассчитывают на совместное действие перерезывающей (поперечной) силы Q и части изгибающего момента, воспринимаемого стенкой:

$$M_\omega = M_{\max} \frac{I_\omega}{I_x} .$$

От этих воздействий в болтах крайнего ряда возникают усилия:

– при болтах нормальной и повышенной точности

$$S_b = \sqrt{N^2 + V^2} \le N_b \cdot \gamma_c ,$$

где $N = \frac{M_\omega h_{\max}}{m \cdot \sum h_i^2}$; $V = \frac{Q}{n}$; m – число рядов болтов; $h_{\max}$ – расстояние между крайними рядами болтов по высоте стенки; h_i – расстояние между рядами болтов относительно центра тяжести стенки;

– при высокопрочных болтах

$$S_b = \sqrt{N^2 + V^2} \le Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c .$$

Суммарная площадь накладок на стенку балки (их две) должна быть не менее площади стенки балки.

ПРИМЕР №10. Необходимо запроектировать монтажный стык балки по данным примера № 4 на фрикционных болтах. Применяем высокопрочные болты диаметром d=20 мм из стали 40Х «селект» с нормативным временным сопротивлением R_{bun}=1100 МПа. Назначаем размеры накладок по принципу равнопрочности: верхнюю накладку из листа $t_н$=0,5$t_н$=0,5·2,5=1,225 см, принимаем $t_н$=1,4 см и шириной 500 мм, а нижние полунакладки такие же по толщине, т.е. $t_н$=1,4 см и шириной по 240 мм. Общая площадь накладок A=50·1,4+2·1,4·24=137,2 см^2>50·2,5=125 см^2.

Определяем площадь сечения нижнего пояса балки с учетом того, что сечение будет ослаблено двумя отверстиями d_o=21 мм.

Тогда A_{nf}=50·2,5-2·2,1·2,5=114,5 см^2. Усилие в поясе будет равно:

$$N_{nf} = A_{nf} \cdot R_y = 114{,}5 \cdot 230 = 26335 \text{ гН}.$$

Определяем $Q_{bh} = \left(R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_n \cdot \mu\right) / \gamma_h$ – несущая способность одной поверхности трения.

Так как $R_{bh} = 0{,}7 \cdot R_{bun} = 0{,}7 \cdot 1100 = 770$ МПа; A_n=2,45 см^2; γ_b=0,9; μ=0,42 (при обработке поверхностей газопламенной горелкой без консервации); γ_h=1,12; то

$$Q_{bh} = 770 \cdot 0{,}9 \cdot 2{,}45 \cdot 0{,}42 / 1{,}12 = 637 \text{ гН}.$$

Тогда имеем количество болтов при k = 2

$$n = \frac{26335}{2 \cdot 1 \cdot 637} = 20{,}7 \text{ шт}.$$

Принимаем 21 болт на полунакладке. Из условия симметричности работы болтов желательно принять их количество равным 22 шт.

Проверяем условие

$$\frac{N_f}{A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left(1 - \frac{0{,}5 \cdot n_{as}}{n}\right) \le 1$$

$$\frac{26335}{50 \cdot 2{,}5 \cdot 230 \cdot 1} \cdot \left(1 - \frac{0{,}5 \cdot 2}{22}\right) = 0{,}874 < 1.$$

Длина накладки будет равна:

$$L_н = 2 \cdot \left[\left(\frac{22-2}{2 \cdot 2}\right) \cdot 2{,}5 \cdot 21 + 2 \cdot 21 \cdot 2\right] = 693 \text{ мм},$$

где d=21 мм – диаметр отверстия под болты.

Назначаем длину накладки, равную 760 мм из условия расстановки болтов с расстоянием, кратным 5 мм.

Для стыка стенки балки назначаем высоту накладок:

$$1500 - 2\cdot25 - 2\cdot14 - 2\cdot10 = 1402 \text{ мм}.$$

принимаем высоту накладки 1400 мм.

Тогда минимальную толщину накладки на стенке балки получаем, как

$$t_н=0{,}5t_w=0{,}5\cdot1{,}1=5{,}5 \text{ мм; принимаем } t_н = 7 \text{ мм}.$$

Определяем долю изгибающего момента, воспринимаемого стенкой балки:

$$M_\omega = M_{\max}\frac{I_\omega}{I_x} = \frac{4918{,}4\cdot279457}{1639223} = 838{,}5 \text{ кН·м}=8385 \text{ гН·м}.$$

Так как монтажный стык выполняем в середине балки, то Q=0. Принимаем количество рядов болтов по одну сторону от стыка m=2. Тогда расстояние между крайними болтами по накладке получаем:

$$h_{\max}=1400 - 2\cdot2\cdot21=1316 \text{ мм}.$$

Принимаем это расстояние равным 1300 мм. Назначаем шаг болтов по вертикали равным 100 мм. Тогда имеем в одном вертикальном ряду $\frac{1300}{100}+1=14$ болтов.

Определяем усилие в крайнем болте по формуле:

$$N_{\max}\frac{M_\omega\cdot h_{\max}}{m\cdot\sum h_i^2} = \frac{8385\cdot100\cdot130}{2\cdot45500} = 1198 \text{ гН},$$

где $h_{\max}$=1300 мм, а $\sum h_i^2 = (10^2+30^2+50^2+70^2+90^2+110^2+130^2) =$

$$=10^2\cdot(1^2+3^2+5^2+7^2+9^2+11^2+13^2) = 45500 \text{ см}^2.$$

Это усилие должно быть меньше усилия, которое способен воспринимать один высокопрочный болт: $N_b = Q_{bh}\cdot k\cdot\gamma_c = 637\cdot2\cdot1{,}0 = 1274$ гН.

Так как $N_b = 1274$ гН $\succ N_{\max} = 1198$ гН, следовательно, количества болтов на накладке и расстояния между болтами в 100 мм достаточно. Назначаем ширину накладки по стенке балки

$$b_н = 2\cdot(2{,}0\cdot21+2{,}5\cdot21+2{,}0\cdot21) = 273 \text{ мм}.$$

Из условия расстановки болтов принимаем ширину накладки

$$b_н = (40+80+40)\cdot2 = 320 \text{ мм}.$$

Расстановка болтов в монтажном стыке представлена на рис. 31.

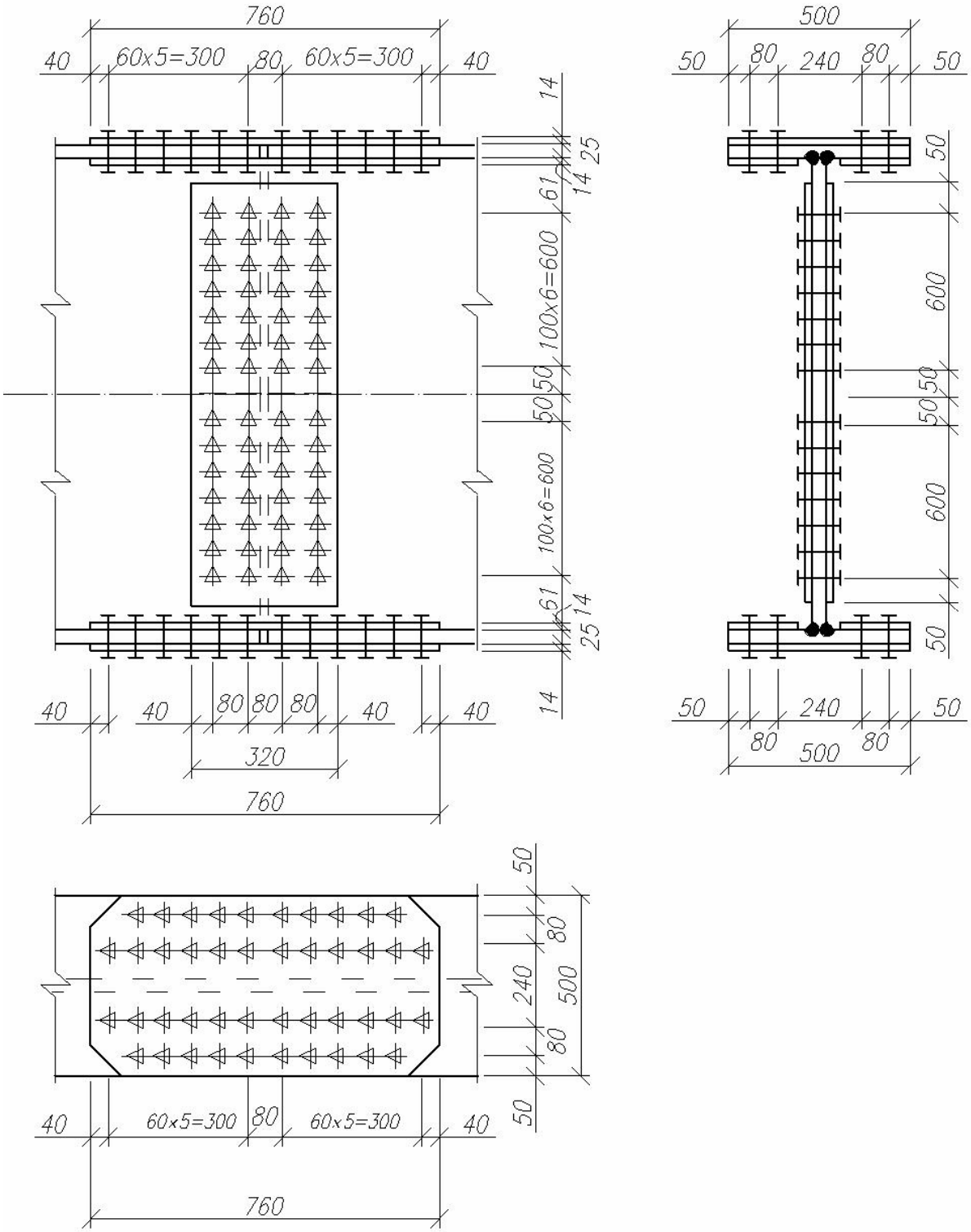


Рис. 31. Монтажное соединение на фрикционных болтах

Если для упрощения расчета выразить $\sum a_i^2$ через $a_{\max}$ и число болтов в вертикальном ряду стенки K, то получим:

$$\sum a_i^2 = a_{\max}^2 \cdot \frac{K \cdot (K+1)}{6 \cdot (K-1)} = \alpha \cdot a_{\max}^2, \text{ а } N_{\max} = \frac{M_w}{m \cdot \alpha \cdot a_{\max}} \le Q_{bh}.$$

Коэффициент стыка стенки балок α

Коэффициент	Число болтов по вертикали в ряду K									
	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
α	1,4	1,55	1,71	1,87	2,04	2,20	2,36	2,52	2,69	2,86

Фланцевые соединения монтажных стыков главных балок (см. рис. 30,в) могут быть выполнены с предварительным натяжением высокопрочных болтов (тип А) и без натяжения (тип Б).

Как правило, для фланцевых соединений стальных конструкций следует применять высокопрочные болты диаметром 24 мм (М24); использование болтов М20 и М27 можно допускать в тех случаях, когда постановка болтов М24 невозможна или нерациональна.

При конструировании фланцевых соединений применяются следующие сочетания диаметра болтов и толщины фланцев:

Диаметр болта — Толщина фланца

М20……20 мм

М24……25 мм

М27……30 мм

Принятая толщина фланца должна быть проверена расчетом.

Болты во фланцевых соединениях устанавливают либо с постоянным по высоте шагом, либо переменным, концентрируя в растянутой зоне у пояса балки.

При проектировании или поверочных расчетах фланцевых соединений обращают особое внимание на выполнение условий прочности болтов в растянутой зоне; фланцев при изгибе; а также на отрыв сварных швов, прикрепляющих фланцы к балке.

Для фланцевых соединений с применением толщины фланцев и диаметров болтов, указанных выше усилия в болтах распределяются пропорционально расстоянию от точки приложения равнодействующей силы в сжатой зоне, например от центра тяжести сжатого пояса до болта (рис. 32). Тогда усилие в наиболее напряженном крайнем болте будет

$$N_{\max} = \frac{M \cdot x_{\max}}{\sum_1^m n_i \cdot x_i^2},$$

где n_i – количество болтов в i-ом ряду; m-число рядов.

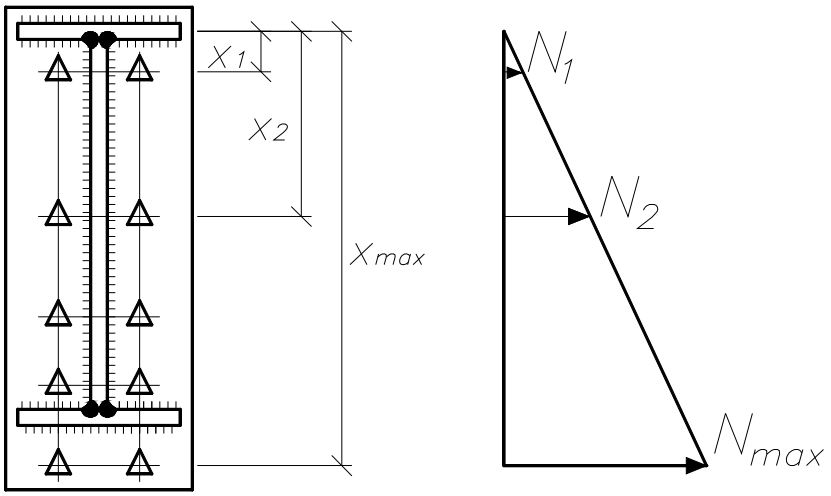


Рис. 32 Эпюра усилий в болтах фланцевого соединения

По усилию N_{max} можно подобрать требуемый диаметр болтов.

5. КОЛОННЫ

5.1. Типы колонн

Колонны рабочих площадок, предназначенные для передачи нагрузок от балок перекрытия на фундамент, могут быть сплошными или сквозными.

Сплошные колонны. Наиболее распространенным сечением сплошных колонн является колонный двутавр, прокатный или составной (рис. 33).

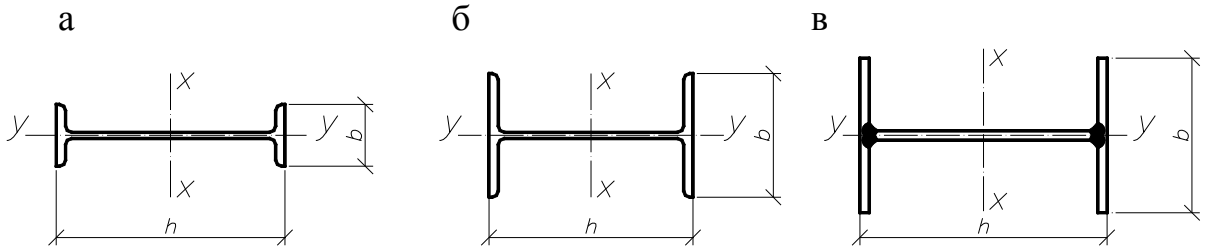


Рис. 33. Сечения сплошных колонн:
а – обыкновенный прокатный двутавр; б – широкополочный прокатный двутавр; в – сварной двутавр

Самыми экономичными являются сплошные колонны замкнутого поперечного сечения (рис. 34).

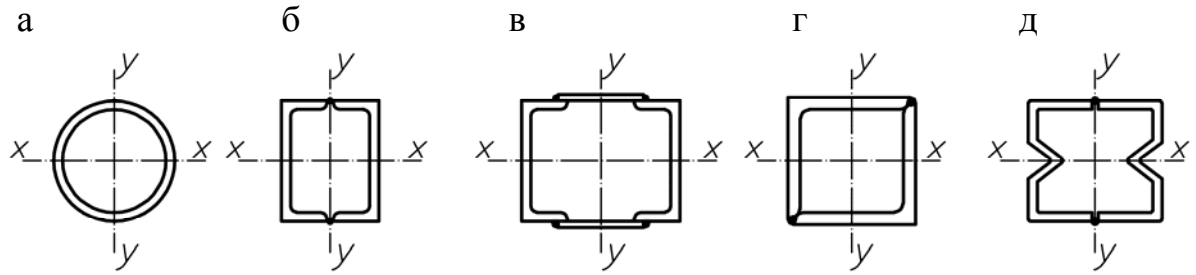


Рис. 34. Замкнутые сечения сплошных колонн:
а – трубчатое; б – из двух швеллеров; в – из двух швеллеров, объединенных листом; г – из двух уголков; д – из гнутых профилей

Колонны из двух швеллеров (рис. 34, б) принимаются только при небольших нагрузках и небольших длинах, так как такое сечение неравноустойчиво. Более рациональным является сечение колонны из двух швеллеров, объединенных листом (рис. 34, в). Колонны из двух уголков (рис. 34, г), сваренных в коробку сплошными швами, применяются при небольших нагрузках и длинах. Рациональны сечения из труб (рис. 34, а) и составные сечения, образованные из гнутых профилей (рис. 34, д).

Сквозные колонны. С целью повышения жесткости, колонны проектируются из двух ветвей, объединенных для совместной работы решеткой (рис. 35).

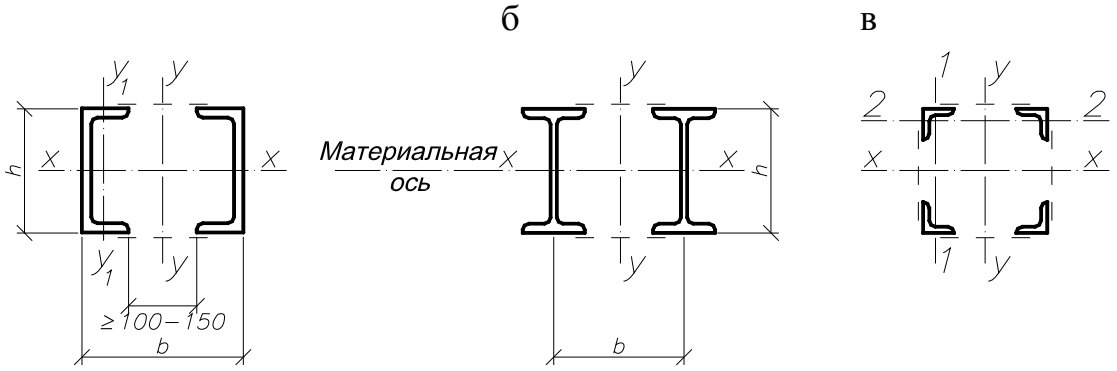


Рис. 35. Сечения сквозных колонн:
а – из двух швеллеров; б – из двух двутавров; в – из четырех уголков

Сквозные колонны чаще выполняются из двух прокатных швеллеров (рис. 35, а). Колонны из двух прокатных двутавров (рис. 35, б) применяются при больших нагрузках, когда сечение из швеллеров оказывается недостаточным. Колонны из четырех уголков (рис. 35, в) принимаются при небольших нагрузках.

Для сквозных колонн применяются решетки: безраскосные из планок (рис. 36, а); раскосные (рис. 36, б); раскосные с распорками (рис. 36, в).

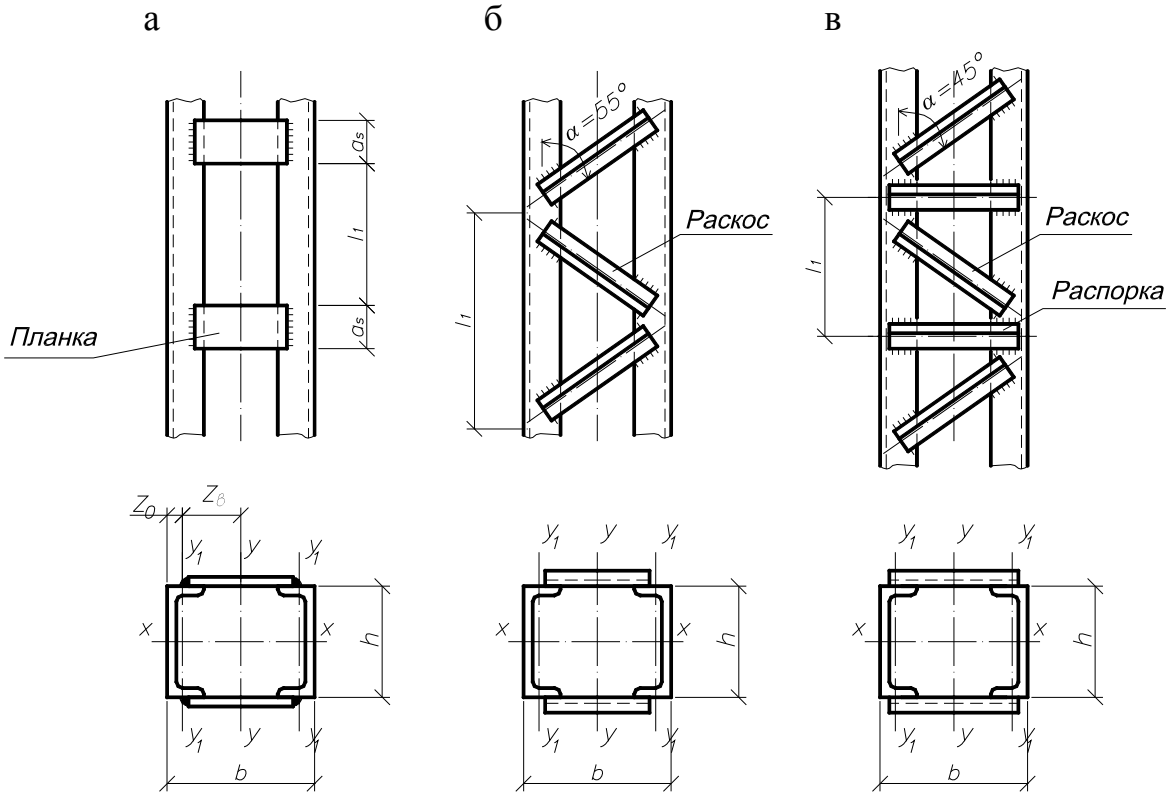


Рис. 36. Типы решеток сквозных колонн:
а – из планок; б – раскосная треугольная; в – раскосная с распорками

Гибкость сквозной колонны относительно материальной оси λ_x определяется расчетной длиной $l_{ef.x}$ и радиусом инерции i_x, то есть $\lambda_x = \frac{l_{ef.x}}{i_x}$. Гибкость колонны относительно свободной оси определяется с учетом гибкости ветвей между узлами λ_1 и деформативности решетки. Эту гибкость λ_{ef} принято называть приведенной. Приведенная гибкость колонны с планками (рис. 36, а) определяется по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2},$$

где λ_y – гибкость колонны относительно оси *y*-*y*; λ_1 – гибкость ветви колонны на участке между планками.

5.2. Выбор расчетной схемы и типа колонны

Расчетная схема колонны зависит от характера сопряжение ее с фундаментом и с вышерасположенными конструкциями.

При нагрузках до 2700-3500 кН рациональны сквозные колонны из двух швеллеров; при нагрузках до 5000-6000 кН – сквозные колонны из двух двутавров; при больших нагрузках колонны рационально проектировать сплошными составными.

5.3. Подбор сечения и конструирование стержня колонны.

Колонны сплошные. Подбор сечений сплошных колонн производят в следующей последовательности:

1. Выбирают тип колонны и ее расчетную схему.
2. Определяют требуемую площадь поперечного сечения колонны

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c},$$

где *N* – расчетная нагрузка на колонну.

Для определения коэффициента продольного изгиба следует задаться гибкостью колонны λ. Для колонн с *N*<2500 кН и длиной *l*=5-7 м в первом приближении можно принимать λ=100-70; при *N*=2500-4000 кН можно принимать λ=70-50.

3. Находят требуемый радиус инерции сечения

$$i_{\text{тр}} = \frac{l_{ef}}{\lambda}.$$

4. По $i_{тр}$ находят габаритные размеры колонны:

$$h_{тр} = \frac{i_{тр}}{\alpha_1}; \qquad b_{тр} = \frac{i_{тр}}{\alpha_2},$$

где α_1 и α_2 – коэффициент, учитывающий отношение радиусов инерции к высоте и ширине поперечного сечения колонны (табл. 8).

Чаще всего из двух этих размеров находят лишь один – ширину колонны b, а высоту сечения h принимают из условия технологичности (обычно $b \approx h$).

5. Имея значения $A_{тр}$, $h_{тр}$ и $b_{тр}$, назначают толщины полок и стенки.

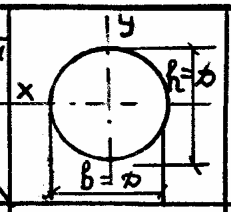
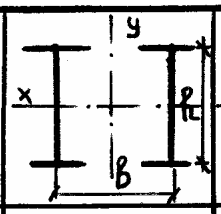
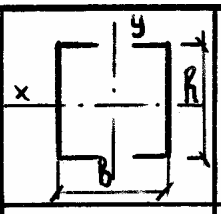
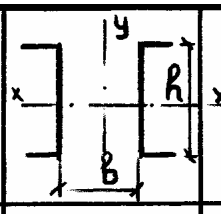
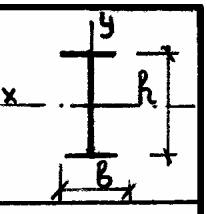
6. По принятым значениям A, h, b и соответствующим значениям t_ω и t_f вычисляют i_x, i_y, $\lambda_{max} = \frac{l_{ef}}{i_{min}}$, $\varphi_{min} = f(\lambda_{max})$ и делают проверку устойчивости колонны по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{min} A R_y \gamma_c} \le 1.$$

Если это равенство не удовлетворено или имеются недонапряжения больше 5 %, то вносят корректировку в принятые размеры сечения и вновь делают проверку устойчивости колонны.

Таблица 8

Значения коэффициентов α_1 и α_2

Типы сечений / α_1, α_2					
$\alpha_1 = \frac{i_x}{h}$	0,33	0,41	0,38	0,38	0,43
$\alpha_2 = \frac{i_y}{b}$	0,33	0,52	0,44	0,60	0,24

Конструирование сплошных колонн. Ширину полки b_f назначают такой, чтобы была обеспечена ее местная устойчивость, т.е. при условной гибкости колонны $0{,}8 \le \bar{\lambda} < 4$ должно быть обеспечено соотношение

$$\frac{b_{ef}}{t_\omega} \le \left(0{,}36 + 0{,}1 \cdot \bar{\lambda}\right) \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость стержня.

Швы, которыми пояса приварены к стенке, напряжены слабо, поэтому катет этих швов назначают конструктивно, согласно [6, табл. 38].

Толщину стенки колонны следует назначать минимальной из условия обеспечения местной устойчивости. При этом должны выполняться следующие условия:

Отношение высоты стенки к толщине $\frac{h_\omega}{t_\omega}$ как правило не должно превышать значения $\bar{\lambda}_{u\omega} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, где значение $\bar{\lambda}_{u\omega}$ равно при $\bar{\lambda}$<2,0 значению $\bar{\lambda}_{u\omega} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}^2$, а при $\lambda \geq 2,0$ значению $\bar{\lambda}_{u\omega} = 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}$, но не более 2,3; $\bar{\lambda}$ – условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии при $\bar{\lambda} = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, где λ_y – максимальная гибкость стержня колонны. Если эти условия не выполняются, то местная устойчивость стенки не обеспечена, поэтому необходимо:

– исключить из работы среднюю часть стенки, которая потеряла устойчивость, а в расчётное сечение стержня включить только пояса и примыкающие к ним участки стенки размерами $c = 0,65 \cdot t_\omega \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ (на рис. 37 – заштриховано). В этом случае проверка устойчивости колонны производится по площади нетто $A_n = 2 \cdot b_f \cdot t_f + 2 \cdot 0,65 \cdot t_\omega^2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ с учетом выключения из работы части стенки, т.е.

$$\frac{N}{A_n \cdot \varphi_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где φ_n – определяется по гибкости с учетом геометрических характеристик уменьшенного сечения колонны.

– увеличить толщину стенки (однако при этом повышается масса колонны, что нежелательно);

– поставить продольное ребро посередине стенки на полную высоту колонны (рис. 38).

Если $\frac{h_\omega}{t_\omega} \geq 2,3\sqrt{\frac{E}{R_y}}$, то, независимо от продольного ребра, стенку колонны укрепляют парными поперечными ребрами жесткости. Эти ребра по высоте колонны ставятся на расстоянии не более (2,5-3,0) h_ω, но не менее двух на отправочный элемент (см. рис. 37, 38). Размеры ребер назначаются также, как и в составных балках.

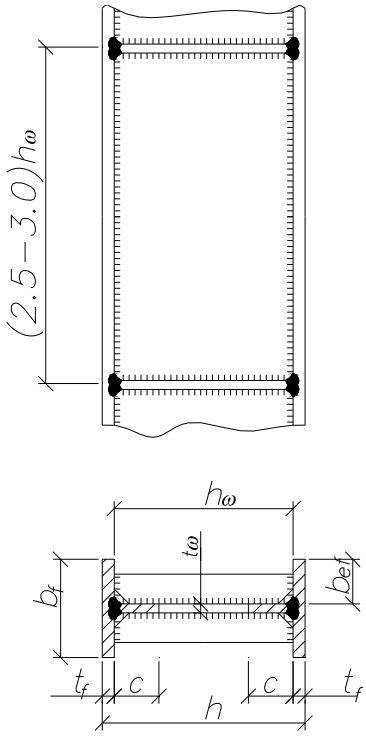


Рис. 37. Поперечные ребра жесткости в стержне сплошной колонны

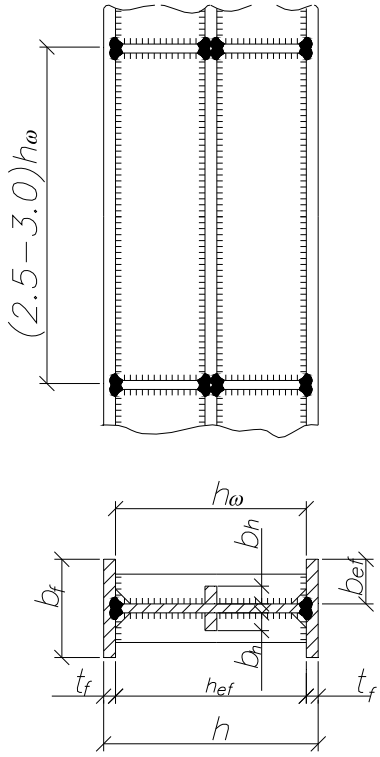


Рис. 38. Укрепление стенки колонны продольными и поперечными ребрами

ПРИМЕР 11. Требуется подобрать и скомпоновать поперечное сечение стержня сплошной центрально-нагруженной колонны при следующих исходных данных; длина колонны l=7 м; закрепление колонны – шарнирное внизу и вверху (см. рис. 40, б); материал сталь С235 с R_y=220 МПа при толщине листа 21-40 мм; сосредоточенная нагрузка на колонну от постоянных нормативных нагрузок F_{n1}=200 кН (собственный вес настила, балок настила, главных балок и колонны); временная равномерно распределенная нормативная нагрузка на рабочую площадку q_n=26,5 кН/м^2; для постоянной нагрузки γ_{f1}=1,05, для временной γ_{f2}=1,2; размер грузовой ячейки рабочей площадки 9×18м (рис. 39).

Расчетная нагрузка на колонну

$$N = F_{n1}\gamma_{f1} + \left(q_n\gamma_{f2}A_{\text{тр}}\right) = 200\cdot 1{,}05 + \left(26{,}5\cdot 1{,}2\cdot 162\right) = 5361{,}6 \text{ кН}=53616 \text{ гН},$$

где $A_{\text{тр}} = l\cdot l_b = 18\cdot 9 = 162$ м^2 – грузовая площадь.

При расчете колонны величину расчетной нагрузки на колонну можно принимать

$$N = 2Q_{\text{max.гл.б}},$$

где $Q_{\text{max.гл.б}}$ – максимальная поперечная сила главной балки, берется из расчета главной балки.

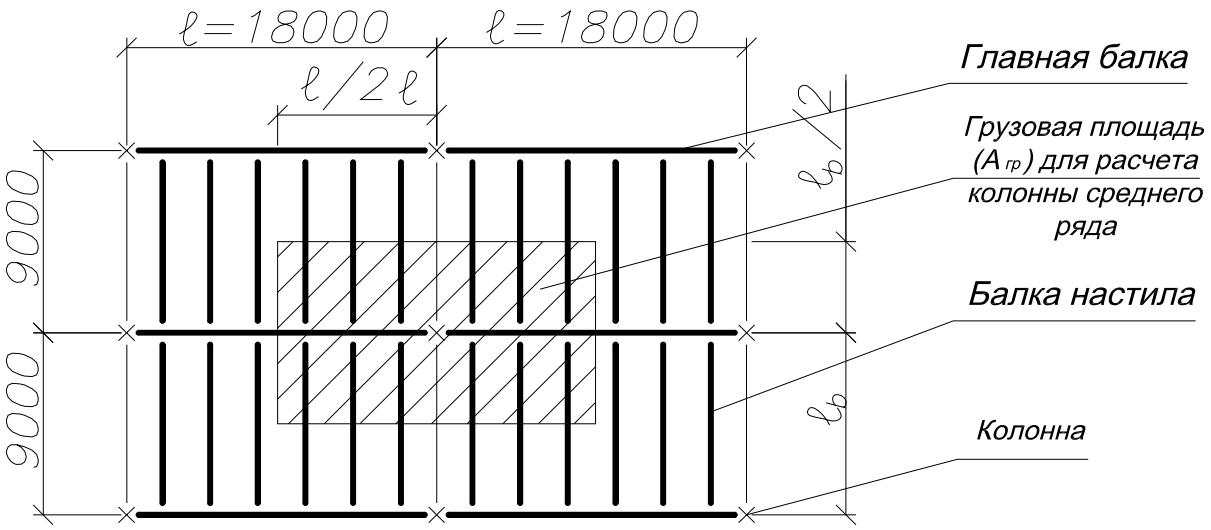


Рис. 39. К определению нагрузки на колонну

Расчетную длину колонны принимаем, согласно рис. 40, б:

$$l_o = l_{ef} = l_{ef.x} = l_{ef.y} = \mu \cdot l = 1{,}0 \cdot 7{,}0 = 7{,}0\text{м},$$

где μ=1,0 – коэффициент приведения расчетной длины колонны при шарнирном ее закреплении, согласно рис. 40, б; l – длина колонны. При этом l равна отметке верха настила минус толщина настила, минус высота балки настила и высота главной балки на опоре плюс $h_б$; где $h_б$=500÷600 мм – высота базы колонны.

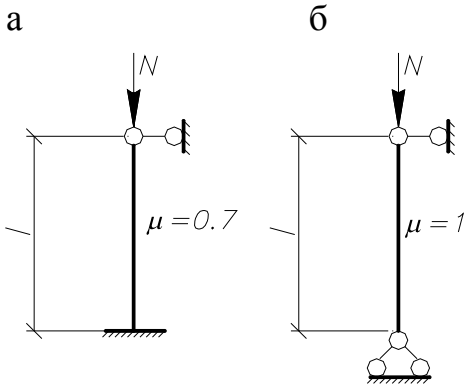


Рис. 40. Расчетная схема колонны при жестком (а) и шарнирном (б) сопряжении с фундаментом

Задаемся гибкостью колонны λ_0=60 и находим по [6, табл. 72] соответствующее значение коэффициента продольного изгиба φ=0,82.

Определяем требуемую площадь поперечного сечения колонны

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{53616}{0{,}82 \cdot 220 \cdot 1} = 297{,}2\ \text{см}^2.$$

Принимаем сечение стержня колонны сварным из трех листов (рис.41).

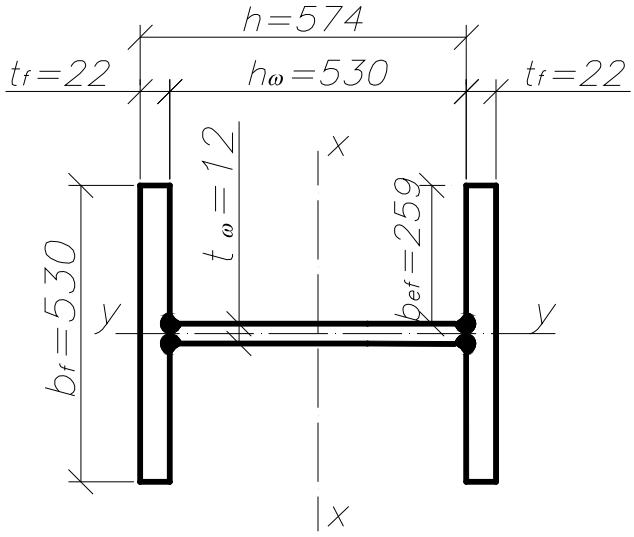


Рис. 41. Поперечное сечение колонны

Требуемый радиус инерции сечения при расчетной длине колонны l_{ef}=7,0 м и принятой гибкости λ_0=60 равен $i_{\text{тр}} = \dfrac{l_{ef}}{\lambda_0} = \dfrac{700}{60} = 11,67$ см.

При этом требуемая ширина сечения колонны (см. рис. 38) равна

$$b_{\text{тр}} = \frac{i_{\text{тр}}}{\alpha_2} = \frac{11,67}{0,24} = 48,6\,\text{см}.$$

Значение α_2=0,24 принимаем по табл. 8.

Компонуем сечение колонны:

– пояса из двух листов A_f=2·(53·2,2)=233,2 см^2;

– стенка из одного листа A_ω=1·(53·1,2)=63,6 см^2.

Площадь поперечного сечения скомпонованной колонны

$$A=A_f+A_\omega=233,2+63,6=296,8\ \text{см}^2.$$

Производим приближенную проверку принятого сечения:

$$i_x=\alpha_1 h=0,43\cdot 57,4=24,68\ \text{см};$$

$$i_y=\alpha_2 b = 0,24\cdot 53,0=12,72\ \text{см}.$$

Так как $i_y<i_x$ – то несущую способность колонны на устойчивость проверяем только относительно оси *y*-*y*.

Гибкость колонны относительно оси *y*-*y* равна $\lambda_y = \dfrac{l_{ef}}{i_y} = \dfrac{700}{12,72} = 55,03$.

По [6, табл. 72] находим φ_y=0,842, чему соответствует значение напряжения

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y A} = \frac{53616}{0,842\cdot 296,8} = 214,5\ \text{МПа} < R_y\gamma_c = 220\cdot 1 = 220\ \text{МПа}.$$

Производим окончательную проверку подобранного сечения колонны относительно оси *y*-*y*.

Минимальный момент инерции

$$I_{\min} = I_y \approx 2 \cdot I_f = 2 \cdot \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} = 2 \cdot \frac{2,2 \cdot 53^3}{12} = 54588,22 \text{ см}^4.$$

(при этом, значением I_y стенки пренебрегаем).

Минимальный радиус инерции

$$i_{\min} = i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{54588,22}{296,8}} = 13,56 \text{ см}.$$

Наибольшая гибкость

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{700}{13,56} = 51,62.$$

Условная гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 51,62 \cdot \sqrt{\frac{220}{206000}} = 1,69.$$

По [6, табл. 72] при λ_y=51,62 и R_y=220МПа находим φ_y=0,86.

Проверяем несущую способность колонны

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{53616}{0,86 \cdot 296,8 \cdot 220 \cdot 1} = 0,955 < 1.$$

Недонадряжение (резерв несущей способности) составляет

$$(1 - 0,955) \cdot 100\% = 4,5 < 5\%.$$

Проверяем местную устойчивость поясов колонны:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{259}{22} = 11,77 < \left(0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}\right) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \left(0,36 + 0,1 \cdot 1,69\right) \cdot \sqrt{\frac{206000}{220}} = 16,18;$$

где $b_{ef} = \frac{b_f - t_\omega}{2} = \frac{530 - 12}{2} = 259$ мм – расчетное значение свеса поясного листа (см. рис. 41).

Местная устойчивость поясов обеспечена.

Проверяем местную устойчивость стенки колонны по формуле

$$\frac{h_\omega}{t_\omega} \le \bar{\lambda}_{u\omega} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $\bar{\lambda}_{u\omega} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}^2$ при $\bar{\lambda} = 1,69 < 2,0$.

Тогда имеем:

$$\frac{h_\omega}{t_\omega}=\frac{530}{12}=44{,}17;$$

$$\bar{\lambda}_{u\omega}\cdot\sqrt{\frac{E}{R_y}}=(1{,}3+0{,}15\cdot\bar{\lambda}^2)\cdot\sqrt{\frac{E}{R_y}}=(1{,}3+0{,}15\cdot1{,}69^2)\sqrt{\frac{206000}{220}}=53{,}65.$$

Так как 44,17<53,65, то местная устойчивость стенки обеспечена.

Следовательно, продольных ребер жесткости не требуется, а так как $\frac{h_\omega}{t_\omega}=44{,}17<2{,}3\cdot\sqrt{\frac{E}{R_y}}=2{,}3\cdot\sqrt{\frac{206000}{220}}=70{,}4$, то нет необходимости и в поперечных ребрах жесткости.

Следовательно, местная устойчивость стенки колонны обеспечена без продольных и поперечных ребер жесткости.

Проверку несущей способности колонны относительно оси *x-x* не производим, так как $l_{ef.x}=l_{ef.y}$, а момент инерции поперечного сечения колонны

$$I_x=2\cdot\frac{b_f t_f^3}{12}+2b_f t_f\left(\frac{h_\omega}{2}+\frac{t_f}{2}\right)^2+\frac{t_\omega\cdot h_\omega^3}{12}=$$

$$=2\cdot\frac{53\cdot2{,}2^3}{12}+2\cdot53\cdot2{,}2\cdot\left(\frac{53}{2}+\frac{2{,}2}{2}\right)^2+\frac{1{,}2\cdot53^3}{12}=191339{,}26\ \text{см}^4>I_y=54588{,}22\ \text{см}^4.$$

Колонны сквозные. Расчет колонны относительно материальной оси сводится к определению требуемой площади поперечного сечения колонны:

$$A_{\text{тр}}=\frac{N}{\varphi R_y\gamma_c}.$$

Предварительно задают гибкость колонны λ_x, по которой определяют φ_x. Для сквозных колонн с расчетным усилием *N* до 15000гН и длиной *l*=5-7 м можно принимать λ=90-60. Для колонн с усилием *N*=25000-30000 гН и таких же длинах гибкость можно принимать равной λ=60-40.

По λ_x определяют $i_{x.\text{тр}}=\frac{l_{ef.x}}{\lambda_x}$. Зная значения $A_{\text{тр}}$ и $i_{x.\text{тр}}$, по сортаменту подбирают соответствующий номер проката, вносят необходимые кор-

ративы, а затем по фактической гибкости колонн $\lambda_x = \frac{l_{ef.x}}{i_x}$ находят φ_x и делают проверку несущей способности колонны:

$$\frac{N}{A\varphi_x R_y \gamma_c} \le 1.$$

Расчет колонны относительно свободной оси сводится к определению требуемого расстояния между ветвями колонны из условия равноустойчивости ее относительно осей *y*-*y* и *x*-*x*:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \lambda_x.$$

Для колонн с планками следует принимать гибкость ветви λ_1=20-40.

Используя условие равноустойчивости $\lambda_{ef}=\lambda_{x,}$ находят

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}\ .$$

Далее определяют требуемый радиус инерции $i_{y,\text{тр}} = \frac{l_{ef.y}}{\lambda_y}$ и требуемую ширину колонны $b_{\text{тр}} = \frac{i_{y.\text{тр}}}{\alpha_2}$ (значение коэффициента α_2 принимается по табл. 8).

Зазор между ветвями в свету должен быть не менее 100-150 мм (см. рис. 35). После уточнения ширины колонны *b* находят фактический радиус инерции сечения $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$, гибкость относительно оси *y*-*y*, $\lambda_y = \frac{l_{ef.y}}{i_y}$, приведенную гибкость $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$, коэффициент φ_y и производят проверку устойчивости колонны относительно оси *y*-*y*:

$$\sigma_y = \frac{N}{A} = \varphi_y R_y \gamma_c.$$

ПРИМЕР 12. Требуется подобрать и скомпоновать поперечное сечение стержня центрально-нагруженной сквозной сварной колонны при следующих исходных данных: длина колонны *l*=8,6 м; закрепление колонны вверху и внизу шарнирное (см. рис. 40, б); материал – сталь С245 с R_y=240 МПа при толщине фасона 2-20 мм нормативная постоянная нагрузка F_{n1}=2500 гН и временная нагрузка F_{n2}=9500 гН.

Определяем расчетную нагрузку на колонну:

$$N = F_{n1}\gamma_{f1} + F_{n2}\gamma_{f2} = 2500 \cdot 1{,}05 + 9500 \cdot 1{,}2 = 14025 \text{ гН}.$$

Расчетная длина колонны

$$l_{ef} = l_{ef.x} = l_{ef.y} = \mu l = 1,0 \cdot 8,6 = 8,6 \text{ м},$$

где μ=1,0 – коэффициент приведения расчетной длины колонны.

Задаемся гибкостью колонны λ_0=70 и определяет φ=0,754 по [6, табл. 72].

Расчет относительно материальной оси x-x. Требуемая площадь поперечного сечения колонны

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{14025}{0,754 \cdot 240 \cdot 1} = 77,2 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции

$$i_{x.\text{тр}} = \frac{l_{ef}}{\lambda_0} = \frac{860}{70} = 12,3 \text{ см}.$$

По $A_{\text{тр}}$ и $i_{x.\text{тр}}$ по сортаменту ГОСТ 8240-89 подбираем поперечное сечение колонны из двух швеллеров №30 (рис. 42) с A=2A_1=2·40,5=81 см^2, I_x=5810 см^4, i_x=12 см, I_{y1}=327 см^4, i_{y1}=2,84 см, z_0 = 25,2 мм, $b_{\text{п}}$ = 100 мм.

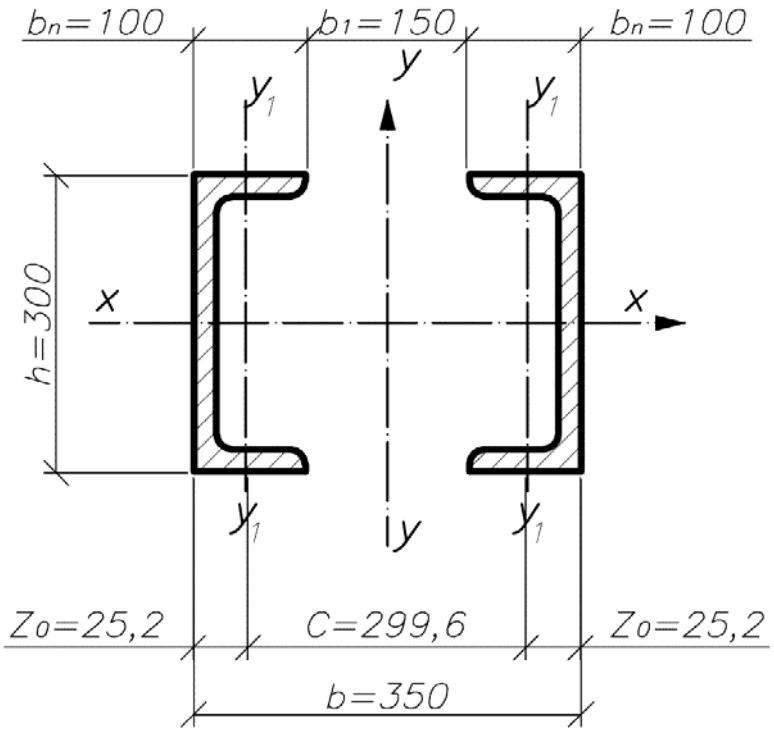


Рис. 42. Поперечное сечение колонны

Гибкость колонны относительно оси *x*-*x*:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{860}{12} = 71,7,$$

чему соответствует φ_x=0,749 [6, табл. 72].

Проверяем устойчивость колонны относительно оси *x*-*x*:

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{14025}{0,749 \cdot 81 \cdot 240 \cdot 1} = 0,963 \prec 1.$$

Устойчивость обеспечена, а недонапряжение составляет

$$(1 - 0,963) \cdot 100\% = 3,7\% < 5\%.$$

Расчет относительно свободной оси y-y. Определяем расстояние между ветвями колонны из условия равноустойчивости:

$$\lambda_x = \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}.$$

Принимаем гибкость ветви λ_1= 30 и находим

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{71,7^2 - 30^2} = 65,1.$$

Определяем радиус инерции сечения относительно оси *y*-*y*:

$$i_y = \frac{l_{ef}}{\lambda_0} = \frac{860}{65,1} = 13,2 \text{ см}.$$

Требуемая ширина поперечного сечения колонны

$$b_{\text{тр}} = \frac{i_y}{\alpha_2} = \frac{13,2}{0,44} = 30,02 \text{ см},$$

где α_2=0,44 – коэффициент, принятый по табл. 8.

Принимаем ширину поперечного сечения колонны *b*=350мм.

Просвет между ветвями $b_1 = b - 2 \cdot b_n = 350 - 2 \cdot 100 = 150 > 100$ мм, следовательно, полученную ширину колонны можно принять.

Проверяем устойчивость колонны относительно свободной оси *y*-*y*.

Момент инерции поперечного сечения колонны относительно оси *y*-*y*

$$I_y = 2\left[I_{y1} + A_1 \cdot \left(\frac{b}{2} - z_0 \right)^2 \right] = 2\left[327 + 40,5 \cdot \left(\frac{35}{2} - 2,52 \right)^2 \right] = 18830 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции сечения относительно свободной оси

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{18830}{81}} = 15,2 \text{ см}^4.$$

Гибкость стержня колонны

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{860}{15,2} = 56,6.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{56,6^2 + 30^2} = 64,1 < \lambda_x = 71,7 .$$

Таким образом, проверки устойчивости относительно свободной оси *y-y* не требуется, так как λ_{ef}=64,1<λ_x=71,7.

Расчет соединительных планок. Расстояние между планками в свету определяется по ранее принятой гибкости ветви λ_1, т.е. $l_1=\lambda_1 \cdot i_{y1}$ (рис. 43).

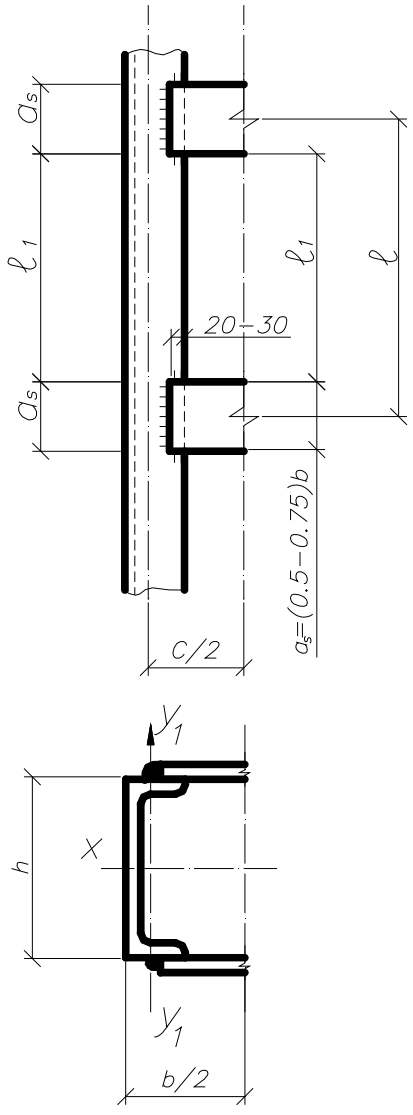


Рис. 43. К расчету планок сквозных колонн

Ширина планок a_s для сварных колонн принимается a_s=(0,5÷0,75)·b, где b – ширина колонны.

Толщина планок t_s принимается в пределах $t_s = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{25}\right) a_s$ и обычно назначается конструктивно равной 6÷12 мм.

Расчет соединительных планок производится на условную поперечную силу Q_{fic}, определяемую по формуле:

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

где N – продольное усилие в составном стержне; φ – коэффициент продольного изгиба колонны в плоскости планок.

Усилия в планках возникают от приходящейся на одну систему планок поперечной силы Q_s, равной $Q_s = \frac{Q_{fic}}{2}$.

Расчетная схема для определения усилий в планках сквозных колонн приведена на рис. 44, а. Сдвигающаяся сила в планке

$$F_s = Q_s \frac{l}{c},$$

где l – расстояние между планками (см. рис. 43).

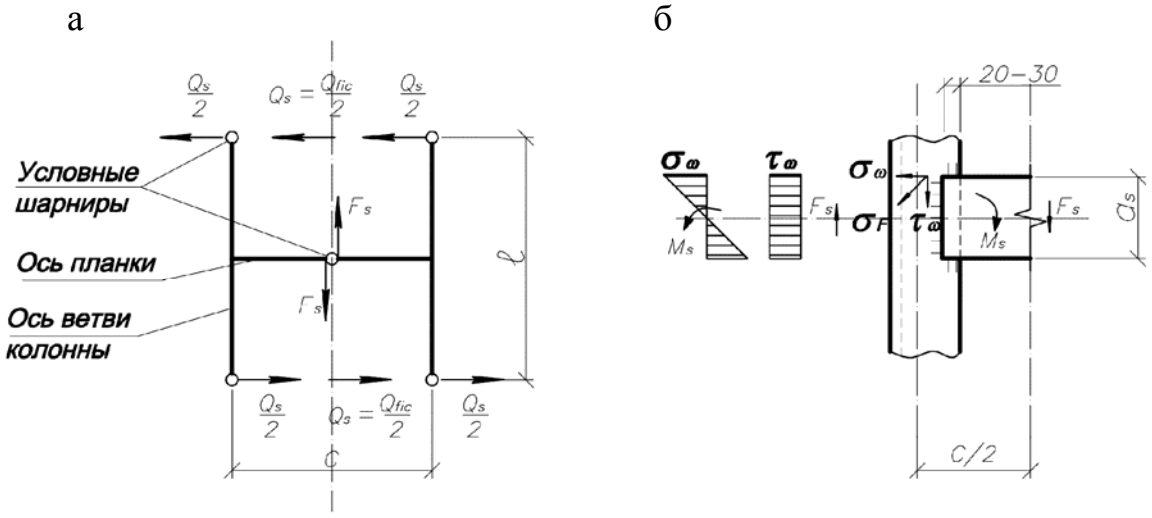


Рис. 44. К определений усилий в планках:
а – к определению расчетных усилий в планках; б – к расчету сварного шва.

Изгибающий момент в планке $M_s = F_s \frac{c}{2} = Q_s \frac{l}{2}$.

По усилию F_s и моменту M_s рассчитывается сварной шов, прикрепляющий планку к ветви колонны (см. рис.44,б).

Напряжение в сварном шве от поперечной силы $\tau_\omega = \frac{F_s}{A_\omega} = \frac{F_s}{\beta\, k_f l_\omega}$.

Напряжение в сварном шве от изгибающего момента

$$\sigma_\omega = \frac{M_s}{W_\omega} = \frac{6M_s}{\beta\ k_f l_\omega^2},$$

где β – коэффициент, принимаемый по [6, табл. 34]; l_ω=(a_s – 10 мм) – расчетная длина сварного шва.

Прочность углового шва, соединяющего планку с ветвью колонны, проверяется на срез от равнодействующей напряжений σ_ω и τ_ω дважды (по металлу шва и металлу границы сплавления) по формуле

$$\sigma_{\omega.рав} = \sqrt{\sigma_\omega^2 + \tau_\omega^2} \le \beta\ R_\omega \gamma_\omega \gamma_c,$$

где $\beta\ R_\omega\gamma_\omega$ принимается минимальным из: $\beta_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f}$ и $\beta_z \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z}$.

ПРИМЕР 13. По исходным данным примера 12 рассчитать соединительные планки при площади поперечного сечения колонны A=81 см^2 и материале планок – сталь С245 с R_y=240 МПа и R_{un}=370 МПа при толщине проката 2-20 мм. Соединение планок с ветвями выполняется ручной сваркой электродами типа Э42 с $R_{\omega f}$=180 МПа.

Определяем расчетную длину ветви:

$$l_1 = \lambda_1 \cdot i_{y1} = 30 \cdot 2{,}84 = 85{,}2\ \text{см}.$$

Принимаем l_1=85 см (рис. 45).Условная поперечная сила в колонне

$$Q_{fic} = 7{,}15 \cdot 10^{-6}\left(2330 - \frac{E}{R_y}\right)\frac{N}{\varphi} = 7{,}15 \cdot 10^{-6}\left(2330 - \frac{2{,}06 \cdot 10^5}{240}\right)\frac{14025}{0{,}749} = 195\ \text{гН},$$

где N=14025 гН – продольное усилие в колонне (см. пример 12); φ=0,749 (принимается по [6, табл. 72]) при λ_{ef}=71,7 и R_y=240 МПа (см. пример 12).

Поперечная сила, приходящаяся на одну систему планок

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2} = \frac{195}{2} = 97{,}5\ \text{гН}.$$

Изгибающий момент и поперечная сила в месте прикрепления планки к ветви колонны (см. рис. 44).

$$M_s = \frac{Q_s l}{2} = \frac{97{,}5 \cdot 105}{2} = 5118{,}8\ \text{гН·см} \approx 51{,}2\ \text{гН·м};$$

$$F_s = \frac{Q_s l}{c} = \frac{97{,}5 \cdot 105}{29{,}96} = 341{,}7\ \text{гН},$$

где c=b-2z_0=35-2·2,52=29,96 см; $l = 850 + 200 = 1050$ мм.

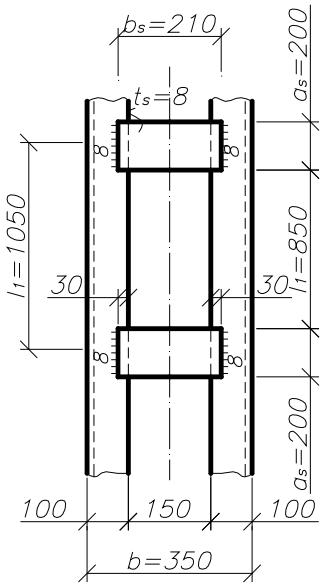


Рис. 45. К расчету планок колонны

Принимаем планки сечением $a_s \times t_s$=200×8 мм и длиной 150+2×30=210 мм.

При этом соблюдаются условия:

$$\frac{a_s}{t_s} = \frac{20}{0,8} = 25 < 30; \qquad \frac{b_s}{t_s} = \frac{21}{0,8} = 26,3 < 50,$$

где b_s=150+2·30=210 см (см. рис. 45).

Отношение жесткостей планки к ветви

$$n = \frac{I_s}{I_{y1}} \cdot \frac{l}{c} = \frac{t_s \cdot a_s^3 \cdot 105}{12 \cdot 327 \cdot 30} = \frac{0,8 \cdot 20^3 \cdot 105}{12 \cdot 327 \cdot 30} = 5,71 > 5.$$

Таким образом жесткость планок обеспечена.

Планки привариваем к ветвям колонны угловыми швами толщиной k_f=8 мм и проверяем их прочность по металлу сварного шва:

$$\sigma_{\omega.рав} = \sqrt{\left(\frac{M_s}{W_\omega}\right)^2 + \left(\frac{F_s}{A_\omega}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{6M_s}{\beta_f k_f l_\omega^2}\right)^2 + \left(\frac{F_s}{\beta_f k_f l_\omega}\right)^2} =$$

$$= \sqrt{\left(\frac{6 \cdot 5118,8}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 19^2}\right)^2 + \left(\frac{341,7}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 19}\right)^2} =$$

$$= 155,2 \text{ МПа} < R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c = 180 \cdot 1 \cdot 1 = 180 \text{ МПа},$$

где $W_\omega = \frac{\beta_f k_f l_\omega^2}{6}$ – момент сопротивления шва; $l_\omega = a_s$-1,0=20-1=19 см – расчетная длина шва; $A_\omega = \beta_f k_f l_\omega$ – площадь поперечного сечения шва.

Таким образом, прочность сварного шва по металлу шва обеспечена.

Проверки прочности шва по металлу границы сплавления не делаем, так как $\beta_z=1>\beta_f=0,7$ (табл. 37 [6]), а расчетное сопротивление шва $\beta_z \cdot R_{\omega z}=1 \cdot 0,45 \cdot R_{un}=1 \cdot 0,45 \cdot 370=166,5$ МПа$>\beta_f \cdot R_{\omega f}=180 \cdot 0,7=126$ МПа.

5.4. Расчет оголовка колонны

Рассмотрены несколько наиболее характерных и чаще встречаемых решений оголовков колонн при шарнирном опирании на них балок (рис. 46).

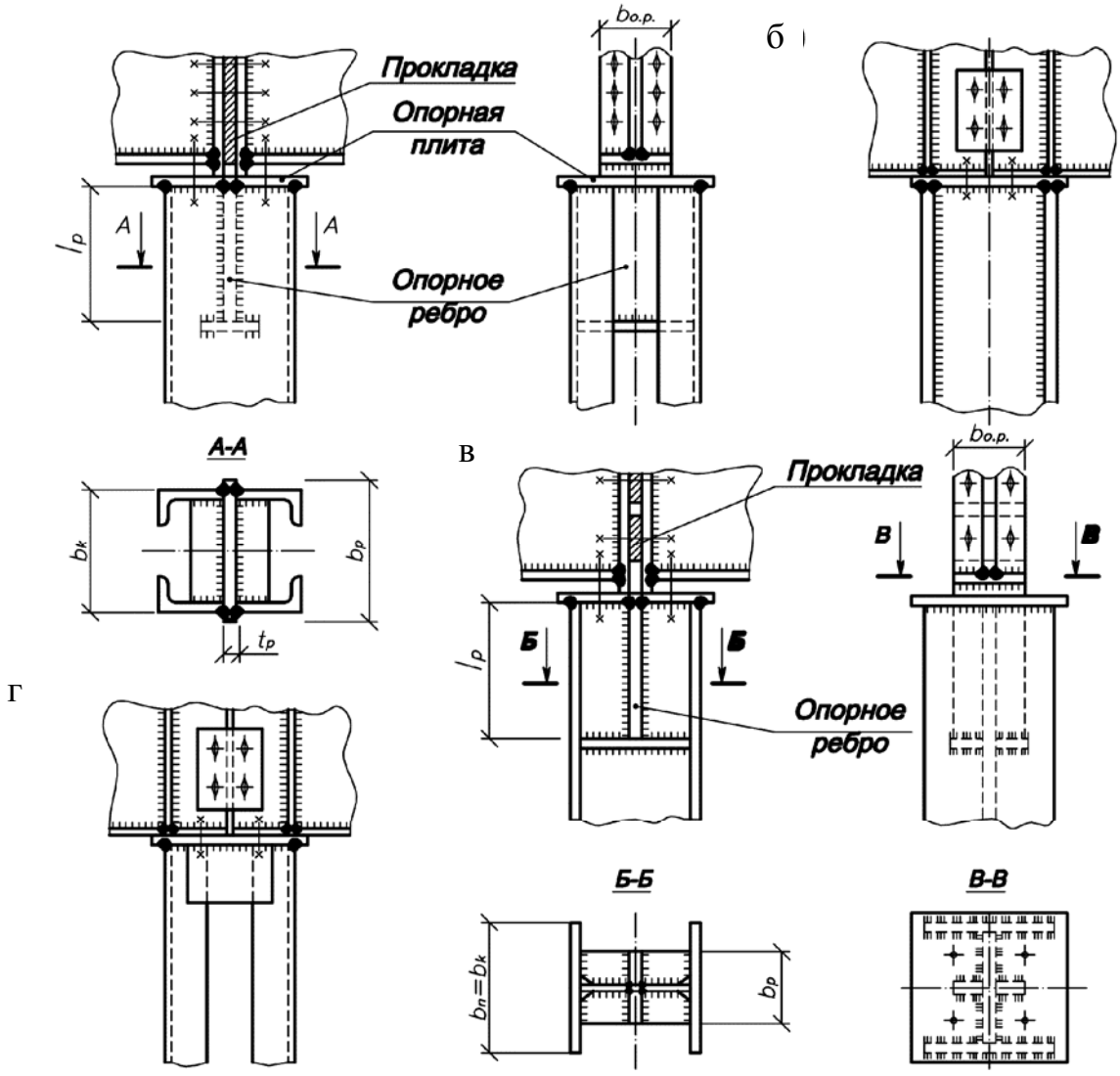


Рис. 46. Оголовки колонн при опирании балок сверху и передаче нагрузок:
а – на опорное ребро сквозных колонн; б – на полки сплошных колонн;
в – на опорное ребро сплошных колонн; г – на ветви сквозных колонн

Опорная плита оголовка служит для передачи давления с торцов балки на опорные ребра оголовка (рис. 46, а, в), на пояса сплошных или стенки сквозных колонн (рис. 46, б, г), поэтому толщина опорной плиты назначается конструктивно и обычно принимается 20-25 мм.

С опорной плиты давление передается на опорные ребра через горизонтальные сварные швы, прикрепляющие торцы ребер к плите (см. рис. 46, а, в). Длина этих швов должна быть не менее

$$\sum l_{\omega} \geq \frac{N}{k_f (\beta R_{\omega} \gamma_{\omega})_{\min}},$$

где N – опорное давление на оголовок колонны.

По $\sum l_{\omega}$ находим ширину опорного ребра $b_p = \frac{\sum l_{\omega}}{2}$.

В случае установки опорной плиты на фрезерованный торец колонны и ребра, сварные швы, прикрепляющие плиту к колонне, принимаются конструктивно минимальной толщины.

Толщину ребер оголовка колонны определяют из условия сопротивления их смятию опорным давлением

$$t_{\text{р}} = \frac{N}{b_{\text{о.р}} \cdot R_{\text{р}} \cdot \gamma_c},$$

где $b_{\text{о.р}}$ – ширина опорного ребра балки; $R_{\text{р}}$ – расчетное сопротивление металла смятию.

Длину ребра оголовка определяют требуемой длиной сварных швов, передающих нагрузку на стержень колонны,

$$l_{\text{р}} = \frac{N}{n k_f (\beta R_{\omega} \gamma_{\omega})_{\min} \gamma_c},$$

где n=4 – количество сварных швов, прикрепляющих ребра к стержню колонны.

Расчетная длина шва при этом не должна превышать $85\beta_f k_f$, а высота шва – $k_f \leq 1{,}2 \cdot t$, где t – наименьшая из толщин соединяемых элементов.

Назначив толщину и длину опорного ребра, следует проверить его на срез по формуле

$$\tau = \frac{N}{n_{\text{ср}} l_{\text{р}} t_{\text{р}}} \leq R_s \gamma_c,$$

где $n_{\text{ср}}$ – число срезов опорного ребра; R_s – расчетное сопротивление срезу.

При больших опорных давлениях и тонких стенках колонн может произойти разрушение металла стенки от среза ее по граням крепления ребер. В этом случае прочность стенки на срез проверяется по формуле

$$\tau = \frac{N}{n_{\text{ср}} l_{\text{р}} t_{\omega}} \leq R_s \gamma_c,$$

где $n_{\text{ср}}$ – число срезов стенки; t_{ω} – толщина стенки колонны.

Оголовки колонн с опорными ребрами балок, расположенными над полками сплошных колонн (см. рис. 46, б)или над ветвями сквозных колонн (см. рис. 46, г), конструируются и рассчитываются аналогично рассмотренным, только роль опорных ребер оголовка выполняют полки колонн или стенки ветвей.

Если давление с плиты передается на колонну через сварные швы (торец колонны не фрезерован), то толщину сварных швов, прикрепляющих одну полку колонны к плите (см. рис. 46, *б*), определяют из условия среза их реакцией одной балки:

$$k_f = \frac{F}{n \cdot b_f \cdot (\beta R_\omega \gamma_\omega)_{\min} \gamma_c},$$

где $F = \frac{N}{2}$ – опорная реакция одной балки; n – число сварных швов; b_f – ширина полки колонны.

Если торец колонны фрезеруется, то сварные швы принимаются конструктивно минимальной толщины.

ПРИМЕР 14. Требуется рассчитать и сконструировать оголовок колонны при опирании балок сбоку (рис. 47) при следующих исходных данных: расчетная нагрузка на колонну N = 15000 гН; материал оголовка колонны – сталь С245 и R_p=370 МПа; сварные соединения выполняются электродами типа Э42 с R_{wf} =180 МПа. Толщину опорного столика $t_{o.c}$ принимают на 10÷15 мм больше толщины опорного ребра балки и обычно $t_{o.p}$=20÷40 мм. В нашем примере при толщине опорного ребра главной балки $t_{o.p}$=12мм; принимаем толщину опорного столика $t_{o.c}$=25 мм.

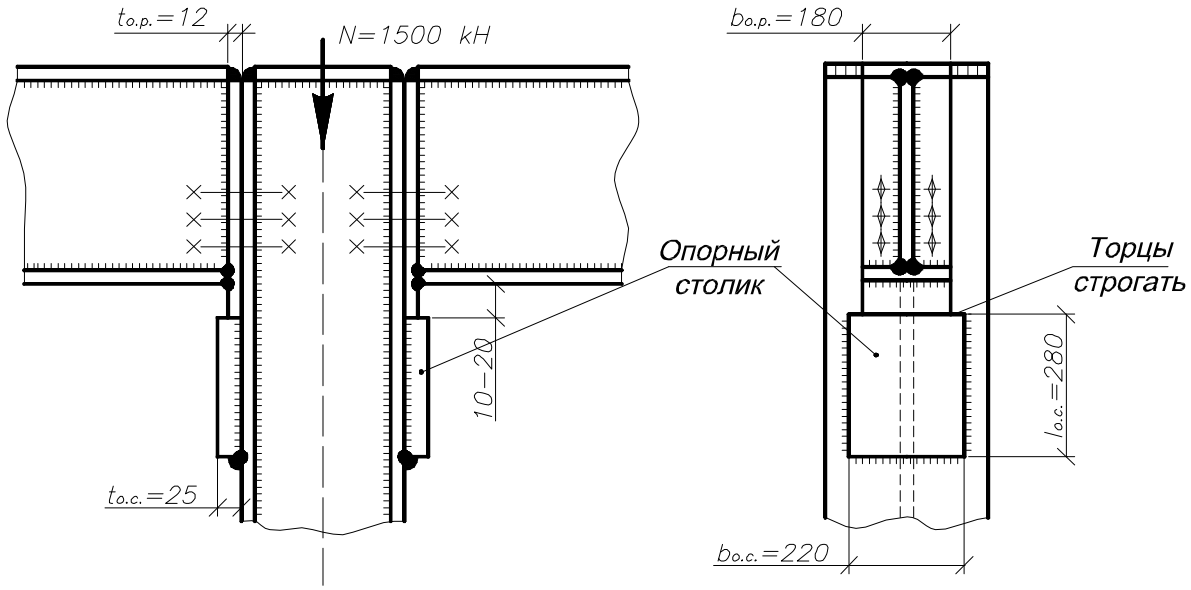


Рис. 47. К расчету оголовка колонны

Ширину опорного столика принимаем на 30÷50мм больше ширины опорного ребра главной балки:

$$b_{\text{о.с}} = b_{\text{о.р}} + 40 \text{ мм} = 180 + 40 = 220 \text{ мм}=22 \text{ см}.$$

Опорный столик к колонне привариваем по трем сторонам (см. рис. 47). При этом $k_f \leq 1{,}2t$, где t – толщина наиболее тонкого из свариваемых листов.

Определяем длину сварных швов $\sum l_\omega$, приваривающих столик к колонне при толщине сварного шва k_f=10 мм:

$$\sum l_\omega = \frac{1{,}3 \cdot N}{2\beta_f k_f R_{wf}} + 1 = \frac{1{,}3 \cdot 15000}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 1 \cdot 180} + 1 = 78{,}4 \approx 78 \text{ см}.$$

Определяем длину опорного столика

$$l_{\text{о.с}} = \frac{\sum l_\omega - b_{\text{о.с}}}{2} = \frac{78 - 22}{2} = 28 \text{ см}.$$

Принимаем $l_{\text{о.с}}$=28 см.

Опорное ребро каждой балки прикрепляем к стержню колонны 6 болтами нормальной точности ∅20 мм (М20). Болты ставятся конструктивно.

ПРИМЕР 15. Требуется рассчитать и сконструировать оголовок сварной сквозной колонны, состоящей из 2-х швеллеров №24, (рис. 48) при следующих исходных данных: материал – сталь С245 с R_s= 139 МПа и $R_{\text{р}}$=360 МПа; сварные соединения выполняются электродами типа Э42 с R_{wf}=180 МПа; расчетная нагрузка на колонну N=8000 гН.

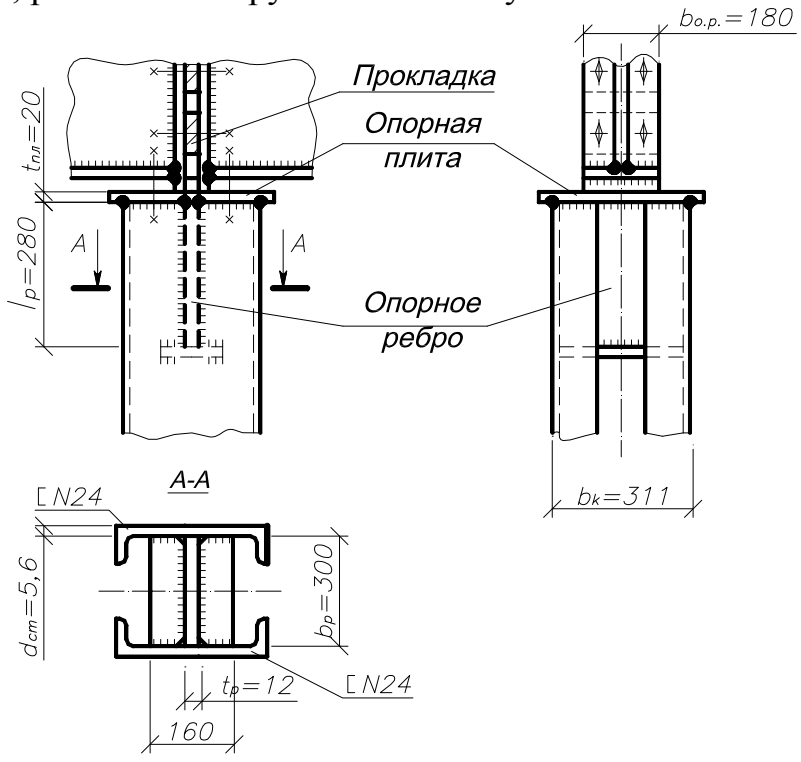


Рис. 48. К расчету оголовка сквозной колонны

Толщину опорной плиты t_{pl} оголовка принимаем 20 мм.

Определяем толщину сварного шва, прикрепляющего ребро оголовка к опорной плите колонны,

$$k_f = \frac{N}{\beta_f 2 b_{\text{р}} R_{\omega f}} = \frac{8000}{0,7 \cdot 2 \cdot 30 \cdot 180} = 1,06 \text{ см}.$$

Принимаем k_f=12 мм.

Длину ребра оголовка определяем требуемой длиной швов, передающих нагрузку на стержень колонны. Принимаем толщину сварного шва k_f=6 мм, так как толщина стенки швеллера №24 $t_{\omega}=d$=5,6 мм, и определяем длину ребра

$$l_{\text{р}} = \frac{N}{2\beta_f k_f R_{\omega f}} + 1 = \frac{8000}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 180} + 1 = 26,4 \text{ см},$$

где n=4 – количество сварных швов.

Принимаем длину ребра оголовка колонны $l_{\text{р}}$=28 см. Определяем толщину ребра оголовка из условия работы его на смятие

$$t_{\text{р}} = \frac{N}{b_{\text{о.р}} R_{\text{р}}} = \frac{8000}{22 \cdot 360} = 1,01 \text{ см},$$

где $b_{\text{о.р}}$=18+2·2=22 см – ширина опорного ребра главной балки плюс две толщины опорной плиты (см. рис. 48).

Принимаем $t_{\text{р}}$=12 мм. Проверяем опорное ребро на срез

$$\tau = \frac{N}{2 l_{\text{р}} t_{\text{р}}} = \frac{8000}{2 \cdot 28 \cdot 1,2} = 119,05 \text{ МПа} < R_s = 139 \text{ МПа}.$$

Проверяем прочность стенки швеллера из условия работы на срез

$$\tau = \frac{N}{4 l_{\text{р}} t_{\omega}} = \frac{8000}{4 \cdot 28 \cdot 0,56} = 127,6 \text{ МПа} < R_s = 139 \text{ МПа},$$

где $n_{\text{ср}}$=4 – количество срезов стенок 2-х швеллеров.

Подобранное ребро оголовка и оголовок в целом удовлетворяют условиям прочности и надежности.

ПРИМЕР 16. Требуется рассчитать и сконструировать оголовок сварной сплошной колонны (рис. 49) при следующих исходных данных: материал оголовка – сталь С245 с R_y=240 МПа, R_s=139 МПа и $R_{\text{р}}$=370 МПа. Сварные соединения выполняются электродами типа Э42 с R_{wf}= 180 МПа. Расчетная нагрузка на колонну N=6000 гН.

Толщину опорной плиты оголовка t_{pl} обычно принимают конструктивно в пределах 20-25 мм. В нашем примере принимаем t_{pl}=20 мм.

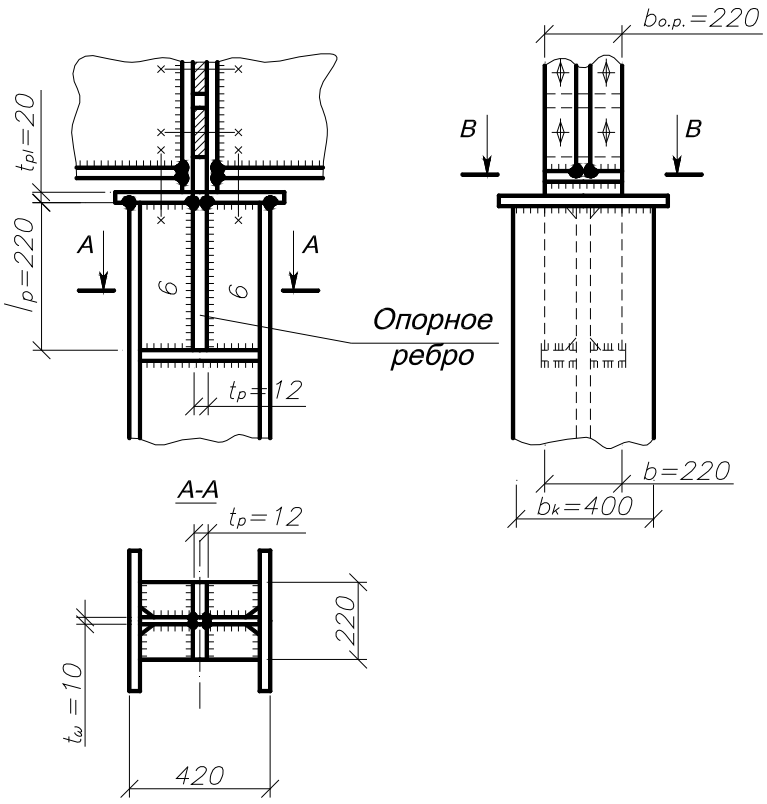


Рис. 49. К расчету оголовка сплошной колонны

Ребра оголовка соединяем с опорной плитой и со стенкой колонны сварными швами.

Определяем толщину сварного шва, соединяющего ребра оголовка с опорной плитой,

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \sum l_\omega R_{\omega f}} = \frac{6000}{0,7 \cdot 42 \cdot 180} = 1,13 \text{ см},$$

где $\sum l_\omega = 2 \cdot \left(b_{\text{о.р}} - t_\omega\right) = 2 \cdot (22 - 1) = 42$ см – суммарная длина сварных швов; $b_{\text{о.р}}$ – ширина опорного ребра главной балки (см. рис. 49).

Принимаем k_f=12мм.

Требуемая длина ребра оголовка

$$l_p = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{\omega f}} + 1 = \frac{6000}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 180} + 1 = 20,84 \text{ см},$$

где n=4 – количество сварных швов.

Принимаем $l_{\text{р}}$=22 см, при k_f = 6 мм.

Толщину ребер оголовка определяем из условия сопротивления их смятию:

$$t_{\text{р}} = \frac{N}{b_{\text{р}} \cdot R_{\text{р}} \cdot \gamma_c} = \frac{6000}{22 \cdot 370 \cdot 1} = 0,74 \text{ см}.$$

Принимаем $t_р$=10 мм.

Проверяем прочность принятого ребра из условия работы его на срез

$$\tau = \frac{N}{2l_р t_р} = \frac{6000}{2 \cdot 22 \cdot 1,0} = 136,4 \text{ МПа} < R_s = 139 \text{ МПа}.$$

Принятое сечение ребер оголовка достаточное.

Проверяем вновь принятое сечение ребер

$$\tau = \frac{6000}{2 \cdot 24 \cdot 1,0} = 125 \text{ МПа} < R_s = 139 \text{ МПа}.$$

Проверяем прочность стенки колонны на срез

$$\tau = \frac{N}{2 \cdot l_р \cdot t_\omega} = \frac{6000}{2 \cdot 24 \cdot 1} = 125 \text{ МПа} < R_s = 139 \text{ МПа}$$

Запроектированный оголовок удовлетворяет требованиям прочности.

ПРИМЕР 17. Требуется рассчитать и законструировать оголовок сварной сплошной колонны при следующих исходных данных: материал – сталь С245 с расчетным сопротивлением R_s=130 МПа и $R_р$=370 МПа; сварные соединения выполняются электродами типа Э42 с R_{wf}= 180 МПа; расчетная нагрузка на колонну N = 7000 гН, балки опираются ребрами через опорную плиту на стенку колонны.

Толщину опорной плиты оголовка принимаем конструктивно t_{pl}=20 мм. Проверяем толщину стенки колонны из условия сопротивления смятию под полным опорным давлением при толщине стенки t_ω=10 мм:

$$\sigma_р = \frac{N}{b_{о.р} t_w} = \frac{7000}{24 \cdot 1,0} = 292 \text{ МПа} < R_р = 370 \text{ МПа},$$

где $b_{о.р}$=24 см – ширина опорного ребра главной балки.

В случае, если толщина стенки недостаточна для восприятия сминающих напряжений, то часть стенки вырезают и вваривают участок требуемой толщины.

Определяем толщину сварного шва, прикрепляющего стенку колонны к опорной плите:

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \sum l_\omega R_{\omega f}} = \frac{7000}{0,7 \cdot 70 \cdot 180} = 0,79 \text{ см},$$

где $\Sigma l_\omega = 2(h_\omega - 1) = 2 \cdot (36-1) = 70$ см – суммарная длина шва, где h_ω=360 мм.

Принимаем k_f=10 мм, что меньше $k_f^{\max} = 1,2 \cdot t_\omega = 1,2 \cdot 10 = 12$ мм.

Запроектированный оголовок удовлетворяет условиям прочности.

5.5. Базы колонн

Типы баз. База служит для передачи нагрузки со стержня колонны на фундамент и закрепления колонны в фундаменте. Различают базы бесшарнирные и шарнирные. Бесшарнирные базы (рис. 50), применяемые чаще, могут быть с траверсами (рис. 50, а), с треугольными ребрами (рис. 50, б) и с фрезерованным торцом (рис. 52).

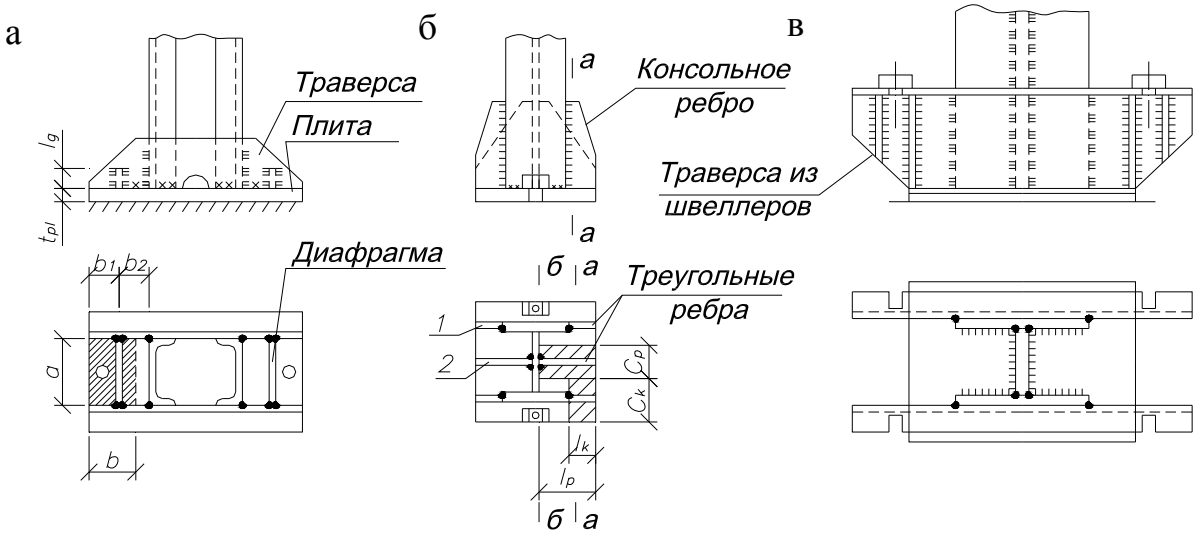


Рис. 50. Бесшарнирные базы:
а – база с траверсой; б – база с треугольными ребрами; в – база с жестким сопряжением

При расчете колонн с базами (см. рис. 50, а, б) сопряжение их с фундаментом принимается шарнирное. Конструкция базы по (см. рис. 50, в) обеспечивает жёсткое сопряжение колонны с фундаментом.

Расчет баз с траверсами. Площадь базы в плане определяется из условия обеспечения сопротивления бетона фундамента смятию, т.е. $A_{pl} = \dfrac{N}{R_{\text{см}}}$, где N – расчетная нагрузка, передающаяся на фундамент; $R_{\text{см}}=R_{b.loc}$ – расчетное сопротивление бетона фундамента смятию.

Так, если A_{pl} – площадь плиты базы в плане, а A_f – площадь верхнего обреза фундамента (рис. 51), то $R_{b.loc}$ определяется по формуле:

$$R_{b.loc} = \alpha \cdot R_b \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{pl}}},$$

где R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, принимаемое по [5, табл. 13]; α учитывает прочность бетона.

Отношение $\dfrac{A_f}{A_{pl}}$ принимают от 1,2 до 2,5.

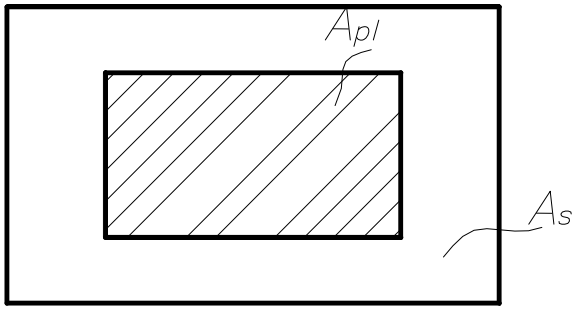


Рис. 51. К определению $R_{b.loc}$

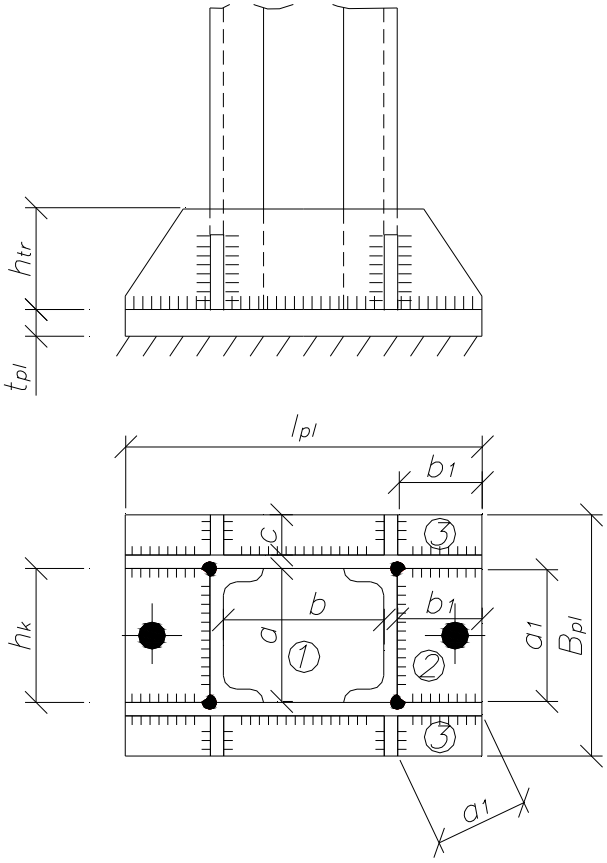


Рис. 52. К расчету баз с траверсами и треугольными ребрами

При расчете базы напряжение под плитой в фундаменте условно принимают равномерно распределенным и равным $\sigma_f = q = \frac{N}{A_{pl}}$.

Это напряжение не должно быть слишком большим. Следует выбирать такую марку бетона, которая обеспечивает σ_f=4-8МПа.

В базах с треугольными ребрами (рис. 50, б) плиту в плане обычно принимают квадратной ($L_{pl}=B_{pl}$). В базах с траверсами плита получается вытянутой в направлении траверс. Однако не следует проектировать плиту слишком вытянутой, принимая максимальное значение $L_{pl}\approx 2B_{pl}$.

Одним из размеров плиты (шириной B_{pl}) задаются конструктивно (рис. 52)

$$B_{pl} = h_k + 2t_{tr} + 2c\,,$$

где $h_к$ – один из размеров поперечного сечения колонны; t_{tr} – толщина траверсы (обычно 10-16 мм); с – вылет консоли плиты, обычно (2–3) t_{pl}, или 40-120 мм. Второй размер плиты находят по формуле $L_{pl} = \dfrac{A_{pl}}{B_{pl}}$. При определении толщины плиты из условия обеспечения сопротивления изгибу, ее рассматривают как пластину, упруго опертую на ветви колонны, траверсы, диафрагмы, ребра и нагруженную реактивным .равномерно распределенным давлением бетона фундамента.

В зависимости от конструкции базы, в плите могут быть участки, опертые по четырем, трем, двум сторонам (кантам), и консольные участки (рис. 52, 53).

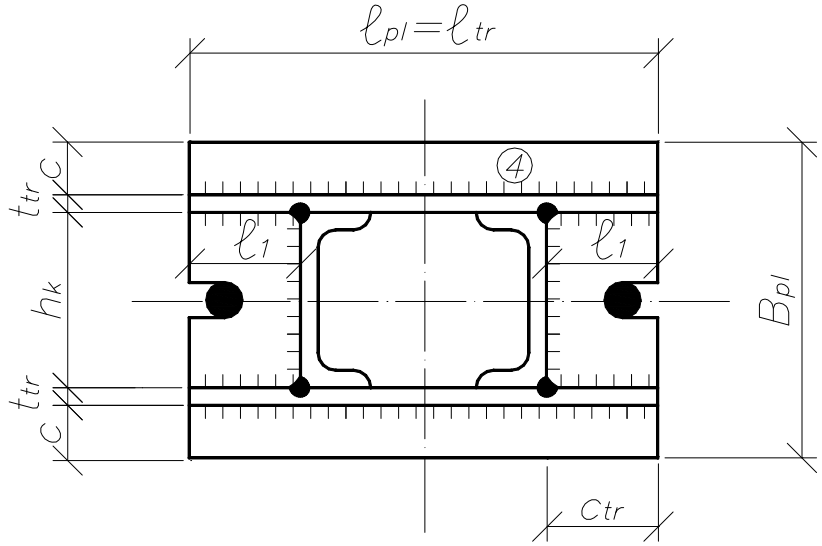


Рис. 53. К расчету сварных швов базы

На каждом из названных участков выделяется полоса плиты шириной 1 см, в которой находят изгибающий момент.

Для участка плиты (1) (см. рис. 52), опертого по четырем сторонам (кантам) изгибающий момент в направлении более короткой стороны *a* равен

$$M_1 = \alpha q a^2\,,$$

где α – коэффициент, зависящий от отношения сторон пластины $b/a > 1$ и принимаемый согласно табл. 9; $q = \sigma_f = \dfrac{N}{L_{pl} \cdot B_{pl}}$ – фактическое реактивное давление в бетоне фундамента под плитой; *a* – меньшая сторона пластины.

Таблица 9

Коэффициент α для расчета пластины, опертой на четыре стороны

$\frac{b}{a}$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	Более 2
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125

Для участка (2) (см. рис. 52) опертого на три канта, изгибающий момент по свободной кромке

$$M_2 = \beta q a_1^2,$$

где a_1 – длина свободной кромки участка плиты; β – коэффициент, зависящий от соотношения сторон участка $\frac{b_1}{a_1}$ (обозначения по рис. 52) и принимаемый по табл. 10.

Таблица 10

Коэффициент β для расчета пластины, опертой на три стороны

$\frac{b_1}{a_1}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	Более 2
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Для участка плиты (3) (см. рис. 52), опертого на два канта, изгибающий момент

$$M_3 = \beta q a_1^2.$$

где a_1 и b_1 – геометрические размеры пластины (см. рис. 52); β – коэффициент, принимаемый по табл. 10 в зависимости от $\frac{b_1}{a_1}$.

Для консольного участка (см. рис. 53) изгибающий момент

$$M_4 = q\frac{c^2}{2}.$$

Для расчета принимается наибольший $M_{\max}$, по которому определяется толщина плиты

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}}.$$

Обычно толщина принимается t_{pl}=20-40 мм.

Конструкция базы рациональна, если значения изгибающих моментов на разных участках примерно равны.

Высота траверсы h_{tr} определяется из двух условий:

1) прочности швов, через которые усилие с колонны передается на траверсы;

2) сопротивления траверсы изгибу.

При расчете по первому условию суммарная длина швов для передачи усилия N на траверсы должна быть не менее $\sum l_\omega = \dfrac{N}{k_f(\beta\ R_\omega\gamma_\omega)_{\min}\gamma_c}$.

Требуемая высота траверсы при катете сварного шва k_f равна

$$h_{tr} = \frac{\sum l_\omega}{n} + 10\ \text{мм} = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{\omega f}\gamma_{\omega f}\gamma_c} + 10\ \text{мм},$$

где n – количество сварных швов; β_f – коэффициент, принимаемый по [6, табл. 34].

При расчете по второму условию изгибающий момент в траверсе в месте прикрепления к ветви колонны равен:

$$M_{tr} = q\frac{B_{pl}}{2}\frac{c_{tr}^2}{2},$$

где c_{tr} – вылет консольной части траверсы.

Считается (в запас прочности), что этот изгибающий момент воспринимается только траверсой (плиту из работы исключают).

Тогда напряжения в листе траверсы у места приварки к колонне

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_{tr}} \le R_y\gamma_c,$$

где $W_{tr} = \dfrac{t_{tr}h_{tr}^2}{6}$ – момент сопротивления траверсы.

Сварные швы, через которые усилие с траверс передается на плиту, рассчитываются на полное усилие в колонне N. Так, (рис. 53) суммарная длина этих швов

$$\sum l_\omega = \frac{N}{k_f(\beta\ R_\omega\gamma_\omega)_{\min}\gamma_c},$$

где $\sum l_\omega = 2\left(l_{tr} + 2l_1\right)$, здесь l_1 и l_{tr} – расчетные длины соответствующих швов.

С целью уменьшения размера отсека плиты возможна постановка диафрагм (см. рис. 50, а).

Прикрепление диафрагмы к ветвям траверсы рассчитывается несколько в запас прочности на усилие:

$$N_q = qab,$$

где a – расстояние между траверсами; $b = b_1 + \dfrac{b_2}{2}$ – ширина грузовой площади (см. рис. 50, а).

Принимаемая таким образом грузовая площадь ($A_{гр}=ab$) несколько больше фактической.

Срезающие напряжения в сварных швах, прикрепляющих диафрагму к траверсам:

$$\tau_{\omega} = \frac{N_q}{\beta_f k_f \sum l_{\omega}} \le R_{\omega f}\gamma_{\omega f}\gamma_c ,$$

где $\sum l_{\omega} = n \cdot \left(l_q - 10 \text{ мм}\right)$ – суммарная длина угловых швов; здесь n – количество швов; l_q – высоты диафрагмы (см. рис. 50,а).

В базах с треугольными ребрами швы, которыми ребра привариваются к полкам стержня колонны, рассчитываются на поперечную силу Q и изгибающий момент M. Грузовые площади для определения значений Q и M показаны на рис. 50, б и рис. 54. Изгибающий момент в сечении а-а в месте приварки ребра 1 равен $M_{а} = \frac{qc_{к}l_{к}^2}{2}$, а в сечении б-б в месте приварки ребра 2 $M_{б} = \frac{qc_{р}l_{р}^2}{2}$.

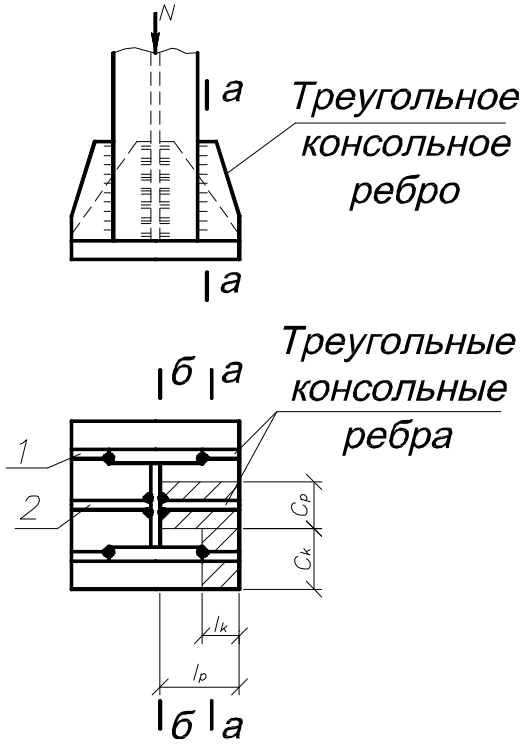


Рис. 54. К расчету баз с треугольный ребрами

Соответствующие поперечные силы:

$$Q_{а} = qc_{к}l_{к};$$

$$Q_{б} = qc_{р}l_{р}.$$

По значениям $M_а$ и $Q_а$ находятся напряжения в сварном шве:

$$\sigma_\omega = \frac{M_а}{W_\omega}; \quad \tau_\omega = \frac{Q_а}{A_\omega},$$

где W_ω и A_ω – соответственно момент сопротивления и площадь сварного шва.

Стыковой шов в сечении а-а проверяют по приведенным напряжениям (см. рис. 54)

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_\omega^2 + 3\tau_\omega^2} \le R_\omega \gamma_\omega \gamma_c .$$

По значениям $M_б$ и $Q_б$ находятся напряжения в сварном шве в сечении б-б

$$\sigma_\omega = \frac{M_б}{W_\omega}; \quad \tau_\omega = \frac{Q_б}{A_\omega}.$$

Угловой шов в сечении б-б проверяется по равнодействующей напряжений (см. рис.54)

$$\sigma_{рав} = \sqrt{\sigma_\omega^2 + \tau_\omega^2} \le R_\omega \gamma_\omega \gamma_c .$$

ПРИМЕР 18. Запроектировать базу сквозной колонны из двух швеллеров №30 при следующих исходных данных: нормативная постоянная нагрузка на колонну F_{n1}=200 кН; временная нагрузка F_{n2}=1184 кН; собственный вес колонны с базой G=5,45 кН; коэффициенты надежности по нагрузке γ_{f1}=1,05, γ_{f2}=1,2; материал базы – сталь С235 ГОСТ 27772-88 с R_y=220 МПа при толщине проката t=21-40 мм и R_y=230 МПа при t=2-20 мм [6, табл. 51]; сварные соединения выполнены электродами типа Э42 с $R_{\omega f}$=180 МПа [6, табл. 56]; класс бетона фундамента В10 с R_b=$R_{пр}$=6,0 МПа [5, табл. 13].

Расчетная нагрузка на базу колонны (на фундамент)

$$N = F_{n1}\gamma_{f1} + F_{n2}\gamma_{f2} + G\gamma_{f1} = 2000 \cdot 1,05 + 11840 \cdot 1,2 + 54,5 \cdot 1,05 = 16365 \text{ гН}.$$

Принимаем отношение площади верхнего обреза фундамента к площади опорной плиты базы равным $\frac{A_f}{A_{pl}} = 1,53$ и определяем расчетное сопротивление бетона фундамента:

$$R_{b.loc} = R_{см} = \alpha \cdot R_b \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{pl}}} = 1,0 \cdot 6,0 \ \sqrt[3]{1,53} = 7,42 \text{ МПа},$$

где α=1 при бетоне класса прочности ниже В25.

Требуемая площадь плиты базы

$$A_{pl,\text{тр}} = \frac{N}{R_{b.loc}} = \frac{16365}{7,42} = 2205,5 \text{ см}^2.$$

Выбираем базу с траверсами из листов толщиной t_{tr}=10 мм и вылетом плиты за пределы траверсы c=50 мм (рис. 55).

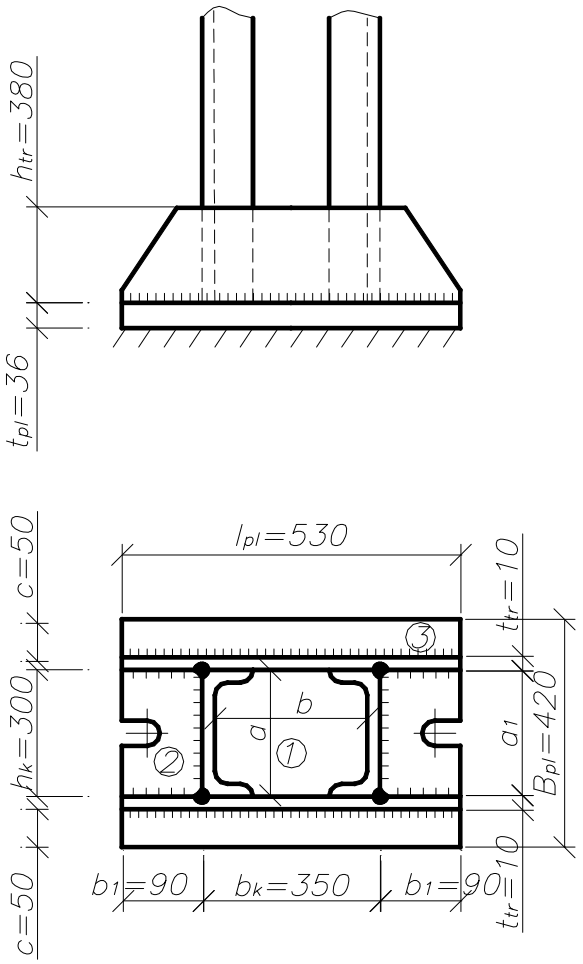


Рис. 55. К расчету базы колонны

Определяем ширину плиты (см. рис. 55)

$$B_{pl} = h_к + 2t_{tr} + 2c = 300 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 50 = 420 \text{ мм}.$$

Принимаем B_{pl}=420 мм, что соответствует размерам листа по ГОСТ 82-70*.
Определяем длину плиты:

$$L_{pl} = \frac{A_{pl}}{B_{pl}} = \frac{2205,5}{42} = 52,5 \text{ см}.$$

Принимаем L_{pl}=530 мм.

Фактическая площадь плиты базы

$$A_{pl} = B_{pl}L_{pl} = 42 \cdot 53 = 2226 \text{ см}^2.$$

Фактическое напряжение в бетоне фундамента под плитой

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} = \frac{16365}{2226} = 7,35 \text{ МПа}.$$

Вылет консоли плиты $b_1 = \frac{L_{pl} - b_к}{2} = \frac{530 - 350}{2} = 90$ мм.

При выборе толщины плиты определяем изгибающие моменты на различных участках плиты.

Для участка плиты, опертого на 4 канта (1) (см. рис. 55) при отношении $\frac{b}{a} = \frac{35}{30} = 1,17$ (α=0,0606 по табл. 9) расчетный изгибающий момент

$$M_1 = \alpha\sigma_f a^2 = 0,0606 \cdot 7,35 \cdot 30^2 = 401 \text{ гН·см}.$$

Для участка, опертого на 3 канта (2) (см. рис. 55) при отношении $\frac{b_1}{a_1} = \frac{9}{30} = 0,3 < 0,5$ расчетный изгибающий момент определяем как для консольного участка:

$$M_2 = \frac{\sigma_f b_1^2}{2} = \frac{7,35 \cdot 9^2}{2} = 298 \text{ гН·см}.$$

Для консольного участка плиты (3) (см. рис. 55) расчетный изгибающий момент $M_3 = \frac{\sigma_f c^2}{2} = \frac{7,35 \cdot 5^2}{2} = 92$ гН·см.

По максимальному изгибающему моменту определяем требуемую толщину плиты:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 401}{220 \cdot 1}} = 3,31 \text{ см}.$$

Принимаем толщину плиты t_{pl}=36 мм согласно ГОСТ 82-70* [1, прил. 14, табл. 5].

Требуемая длина угловых швов, прикрепляющих листы траверсы к ветвям колонны (принимаем толщину шва k_f=9 мм),

$$l_w = h_{tr} = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf}\gamma_c} + 1 = \frac{16365}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 37,1 \text{ см},$$

где n=4 – количество сварных швов, соединяющих траверсы с ветвями колонны (см. рис. 55); β_f=0,7 (сварка ручная).

Принимаем траверсу высотой h_{tr}=380 мм, что соответствует ширине прокатного листа по ГОСТ 82-70*.

Определяем толщину швов, прикрепляющих листы траверсы к плите,

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \sum l_\omega R_{\omega f}} = \frac{16365}{0,7 \cdot 142 \cdot 180} = 0,92 \text{ см},$$

где $\sum l_\omega = 2L_{pl} + 4b_1 = 2 \cdot 53 + 4 \cdot 9 = 142$ см – суммарная длина швов.

Принимаем k_f=10 мм.

Проверяем траверсу на изгиб. Опорное давление на 1 см длины одной ветви траверсы

$$q_{tr} = \sigma_f \cdot \left(\frac{a_1}{2} + t_{tr} + c \right) = 7,35 \cdot \left(\frac{30}{2} + 1 + 5 \right) = 154,35 \text{ гН/см}.$$

Изгибающий момент в траверсе

$$M_{tr} = q_{tr} \frac{b_1^2}{2} = 154,35 \cdot \frac{9^2}{2} = 6251,2 \text{ гН·см}.$$

Напряжение в листе траверсы у места приварки к колонне

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_{tr}} = \frac{6251,2}{240,7} = 26 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \cdot 1 = 230 \text{ МПа},$$

где $W_{tr} = \frac{t_{tr} \cdot h_{tr}^2}{6} = \frac{1 \cdot 38^2}{6} = 240,7 \text{ см}^3$ – момент сопротивления траверсы.

Следовательно, рассчитанная база удовлетворяет требованиям прочности и жесткости. Для соединения базы колонны с фундаментом принимаем 2 анкерных болта диаметром 24 мм.

ПРИМЕР 19. Требуется запроектировать базу сплошной сварной колонны (рис. 56) при следующих исходных данных: материал базы – сталь С235 с R_y=220МПа при толщине проката t=21-40 мм и R_y=230 МПа при t=2-20 мм [6, табл. 51]; класс бетона фундамента В5 с R_b= $R_{пр}$=2,8 МПа [5, табл. 13]; электроды для выполнения сварных соединений типа Э42 с $R_{\omega f}$=180 МПа [6, табл. 56]; нормативные нагрузки на колонну (на фундамент): постоянная F_{n1}=225 кН; временная F_{n2}=925,0 кН; собственная масса колонны с базой принята G=4,5 кН; (колонна принята по примеру 11) коэффициенты надежности по нагрузке γ_{f1}=1,05; γ_{f2}=1,2.

Расчетная нагрузка на базу колонны равна

$$N = \left(F_{n1} + G\right)\gamma_{f1} + F_{n2}\gamma_{f2} = \left(225 + 4,5\right) \cdot 1,05 + 925,0 \cdot 1,2 = 1351 \text{ кН}=13510 \text{ гН}.$$

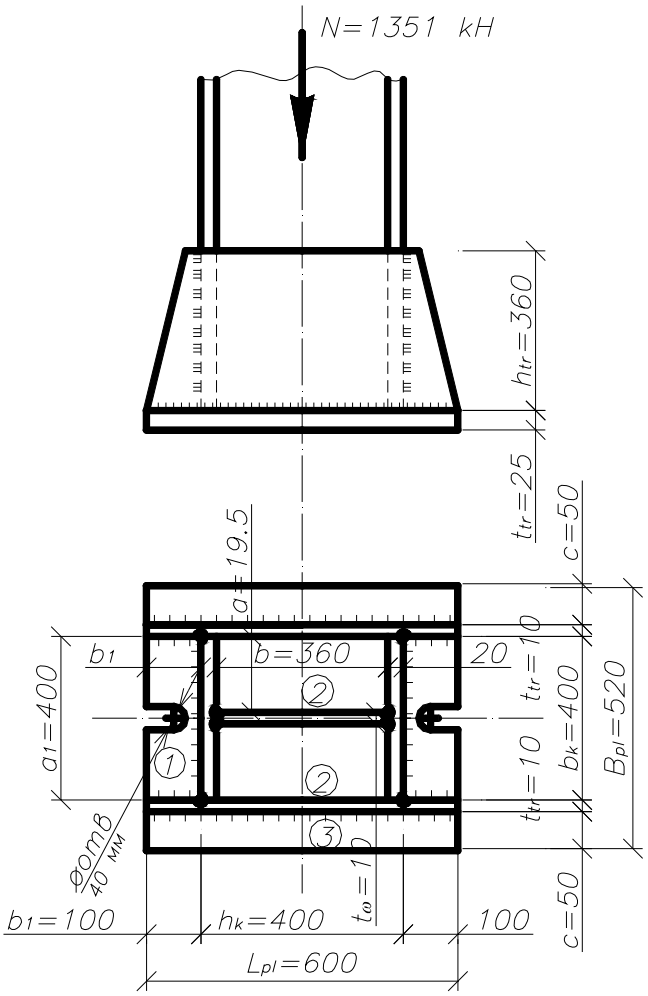


Рис. 56. К расчету базы колонны

Принимаем отношение $\frac{A_f}{A_{pl}} = 2,5$ и находим расчетное сопротивление смятию бетона фундамента

$$R_{b.loc} = R_{\text{см}} = R_b \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{pl}}} = 2,8\sqrt[3]{2,5} = 4,4 \text{ МПа}.$$

Требуемая площадь плиты базы

$$A_{pl} = \frac{N}{R_{\text{см}}} = \frac{13510}{4,4} = 3070,5 \text{ см}^2.$$

Выбирает базу с траверсами из листов t_{tr}=10 мм и вылетом плиты за пределы траверсы 50 мм (c=50 мм). Тогда ширина плиты базы $B_{pl}=b_k+2\cdot t_{tr}+2C=400+2\cdot 10+2\cdot 50=520$ мм; длина плиты

$$L_{pl} = \frac{A_{pl}}{B_{pl}} = \frac{3070,5}{52} = 59,1 \text{ см}.$$

Принимаем размеры плиты $B_{pl}\times L_{pl}=52\times 60=3120$ см^2, что соответствует размерам прокатных листов по ГОСТ 82-70*.

Вылет консоли траверсы

$$b_1=\frac{L_{pl}-h_k}{2}=\frac{60-40}{2}=10 \text{ см}.$$

Определяем изгибающие моменты на различных участках плиты базы. Для участка плиты, опертого на три канта (1) (см. рис. 56), отношение $\frac{b_1}{a_1}=\frac{10}{40}=0,25<0,5$, следовательно, изгибающий момент определяем как для консоли:

$$M_1=\frac{\sigma_f b_1}{2}=\frac{4,4\cdot 10^2}{2}=220 \text{ гН}\cdot\text{см},$$

где $\sigma_f=\frac{N}{L_{pl}B_{pl}}=\frac{13510}{60\cdot 52}\approx 4,4$ МПа; N=13510 гН.

Для участка плиты, опертого на 4 канта (2) (см. рис. 56), при отношениях $\frac{b}{a}=\frac{36}{19,5}=1,85$ (α=0,096 по табл. 9) изгибающий момент

$$M_2=\alpha\sigma_f a^2=0,096\cdot 4,4\cdot 19,5^2=161 \text{ гН·см}.$$

Изгибающий момент на консольном участке плиты (3) (см. рис. 56)

$$M_3=\frac{\sigma_f c^2}{2}=\frac{4,4\cdot 5^2}{2}=55 \text{ гН·см}.$$

Требуемая толщина плиты

$$t_{pl}=\sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y\gamma_c}}=\sqrt{\frac{6\cdot 220}{220\cdot 1}}\approx 2,5 \text{ см}.$$

Принимаем толщину плиты t_{pl}=25 мм согласно ГОСТ 82-70*.

Требуемая длина угловых швов, соединяющих листы траверсы с поясами колонны при толщине шва k_f=8 мм, равна

$$l_\omega=h_{tr}=\frac{N}{n\beta_f k_f R_{\omega f}\gamma_{\omega f}\gamma_c}+1=\frac{13510}{4\cdot 0,7\cdot 0,8\cdot 180\cdot 1\cdot 1}+1=34,51 \text{ см},$$

где n=4 – количество сварных швов (см. рис. 56); β_f=0,7 – коэффициент глубины провара при ручной сварке.

Принимаем листы траверсы высотой равной h_{tr}=360 мм, что соответствует ГОСТ 82-70*.

Толщина швов, соединяющих листы траверсы с плитой

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \sum l_\omega R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c} = \frac{13510}{0,7 \cdot 160 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 0,67 \text{ см},$$

где $\sum l_\omega = 2L_{pl} + 4b_1 = 2 \cdot 60,0 + 4 \cdot 10 = 160$ см – суммарная длина сварных швов (см. рис. 56).

Принимаем $k_f = k_{f.\min} = 8$ мм согласно [6, табл. 38].

Проверяем траверсу на изгиб. Опорное давление на 1 м длины одной ветви траверсы

$$q_{tr} = \sigma_f \left(\frac{b_k}{2} + t_{tr} + c \right) = 4,4 \cdot \left(\frac{0,4}{2} + 0,01 + 0,05 \right) = 1,144 \text{ МПа}.$$

Изгибающий момент в траверсе

$$M_{tr} = \frac{q_{tr} b_1^2}{2} = \frac{1,144 \cdot 10^2}{2} = 57,20 \text{ гН·м} = 5720 \text{ гН·см}.$$

Напряжение в листе траверсы

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_{tr}} = \frac{5720}{216} = 26,5 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \cdot 1 = 230 \text{ МПа},$$

где $W_{tr} = \frac{t_{tr} \cdot h_{tr}^2}{6} = \frac{1 \cdot 36^2}{6} = 216 \text{ см}^3$ – момент сопротивления траверсы.

Таким образом, запроектированная база удовлетворяет требованиям прочности и жесткости.

Для соединения базы колонны с фундаментом принимаем 2 анкерных болта диаметром 20 мм.

Расчет базы с фрезерованным торцом колонны. Плиту базы с фрезерованным торцом колонны (рис. 57) обычно принимают квадратной со стороной $L_{pl} = B_{pl} = \sqrt{\frac{N}{R_{b.loc}}}$.

Плита базы с фрезерованным торцом колонны рассчитывается по условной схеме. Считают, что нагрузка на плиту распределяется по некоторой замкнутой площади (рис. 58, а).

При приближенном расчете (по сечению 1-1) изгибающий момент можно определить по формуле

$$M_{pl} = \sigma_f A_{\text{гр}} c,$$

где $A_{\text{гр}}$ – грузовая площадь, заштрихованная на рис. 58,*а*; c – расстояние от центра тяжести грузовой площади до сечения 1-1; $\sigma_f = q = \frac{N}{A_{pl}}$ – давление на бетон фундамента над плитой.

Тогда требуемая толщина плиты $t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{pl}}{b_к R_y}}$.

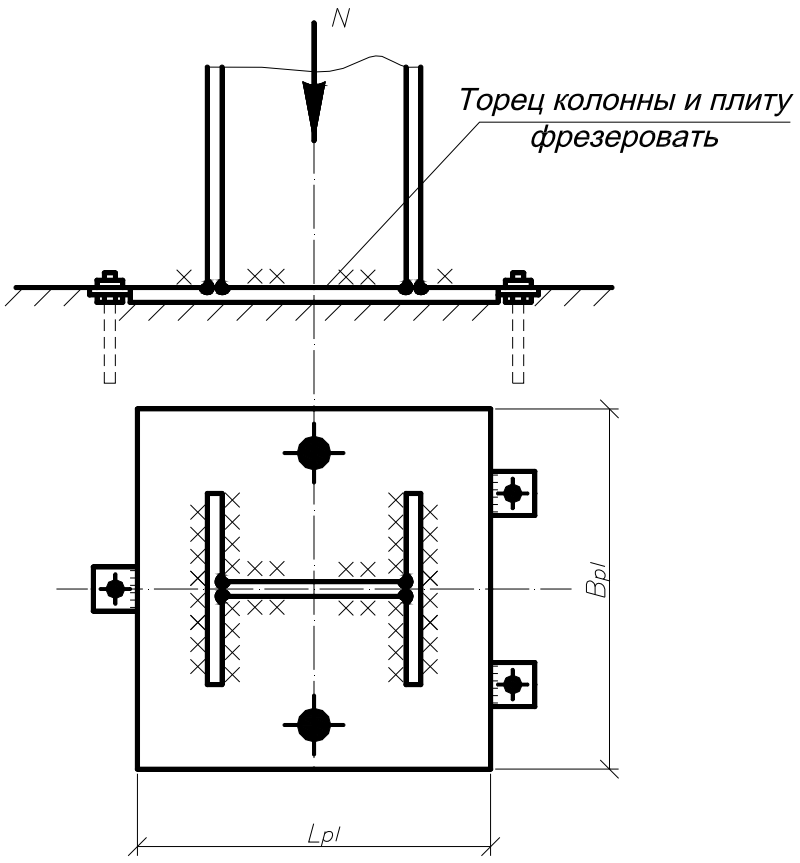


Рис. 57. База с фрезерованным торцом колонны

а б

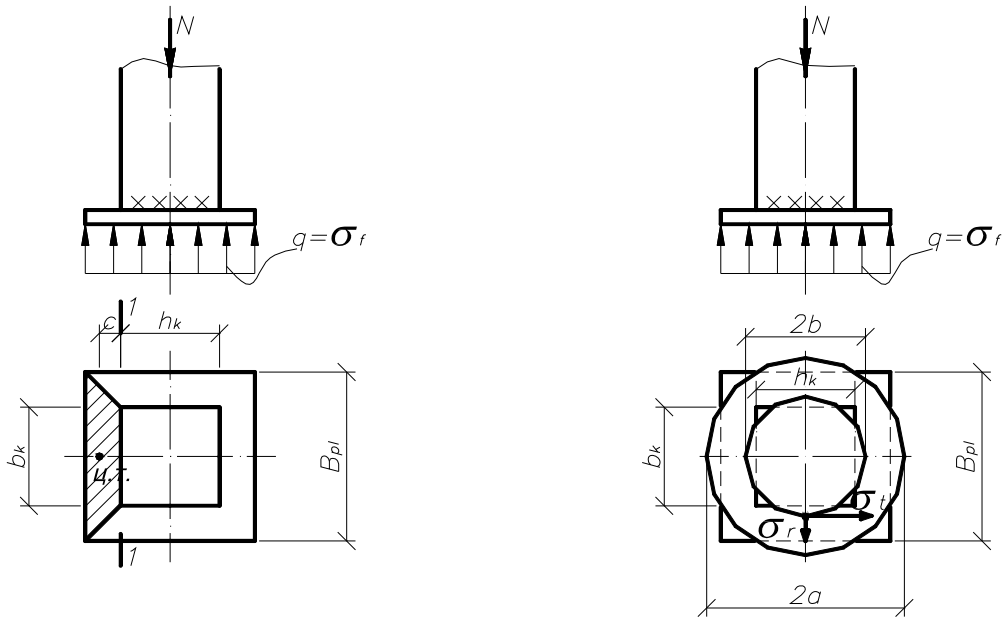


Рис. 58. К расчету плиты базы с фрезерованным торцом колонны

Точный расчет плиты сложен. Однако его можно несколько упростить, если прямоугольную плиту заменить равновеликими по площади кругами соответственно с радиусами *a* и *b* (рис. 58, б),

В полярных осях координат изгибающие моменты в элементарной площадке размером 1×1, удаленной от центра тяжести плиты на расстояние (радиус) *r* равны:

– в радиальном направлении $M_r = K_r N$, кН·м;

– в тангенциальном направлении $M_t = K_t N$, кН·м,

где N – расчетное усилие, передающееся с колонны на плиту; K_r, K_t – коэффициенты, определяемые отношением $\beta = \frac{b}{a} < 1$ (принимаются по табл. 11).

Таблица 11

Коэффициенты для расчета плиты, как круглой пластинки

$\beta = \frac{b}{a}$	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

По найденным моментам находят напряжения:

– радиальные нормальные $\sigma_r = \frac{6M_r}{1t_{pl}^2}$;

– тангенциальные нормальные $\sigma_t = \frac{6M_t}{1t_{pl}^2}$;

– касательные $\tau = \frac{N}{2\pi b t_{pl}}$.

По вычисленным напряжениям проверяют прочность плиты по приведенным напряжениям:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r \cdot \sigma_t + 3\tau^2} \le R_y \gamma_c .$$

ПРИМЕР 20. Требуется запроектировать базу сварной сплошной колонны с фрезерованным торцом при следующих исходных данных: плита базы из стали С235 ГОСТ 27772-88 с R_y=210 МПа при толщине проката 41-100 мм, расчетная нагрузка на фундамент N= 4000 кН; материал фундамента – бетон класса В7,5 с $R_{пр}$=R_b=4,5 МПа [5, табл. 13].

Определяем расчетное сопротивление бетона смятию:

$$R_{b.loc} = R_{см} = R_b \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{pl}}} = 4,5 \cdot \sqrt[3]{1,46} = 5,1 \text{ МПа},$$

где принято отношение $\frac{A_f}{A_{pl}} = 1,46$.

Принимаем плиту квадратной в плане и определяем её размеры:

$$L_{pl} = B_{pl} = \sqrt{\frac{N}{R_{\text{см}}}} = \sqrt{\frac{40000}{5{,}1}} = 88{,}6 \text{ см}.$$

Принимаем размеры плиты в плане L_{pl}=B_{pl}=90 см.

Равномерно распределенное реактивное давление фундамента под плитой

$$\sigma_f = q = \frac{N}{B_{pl} L_{pl}} = \frac{40000}{90 \cdot 90} = 4{,}94 \text{ МПа}.$$

Расстояние от края контура колонны до центра тяжести консоли

$$c = \frac{B_{pl} - b_к}{2} \cdot \frac{2B_{pl} + h_к}{3\left(B_{pl} + h_к\right)} = \frac{90 - 50}{2} \cdot \frac{2 \cdot 90 + 54}{3 \cdot \left(90 + 54\right)} = 10{,}83 \text{ см}.$$

Грузовая площадь консоли, заштрихованная на рис. 59:

$$A_{\text{тр}} = a_1 \cdot \frac{B_{pl} + h_{\text{к}}}{2} = 20 \cdot \frac{90 + 54}{2} = 1440 \text{ см}^2 = 0{,}144 \text{ м}^2.$$

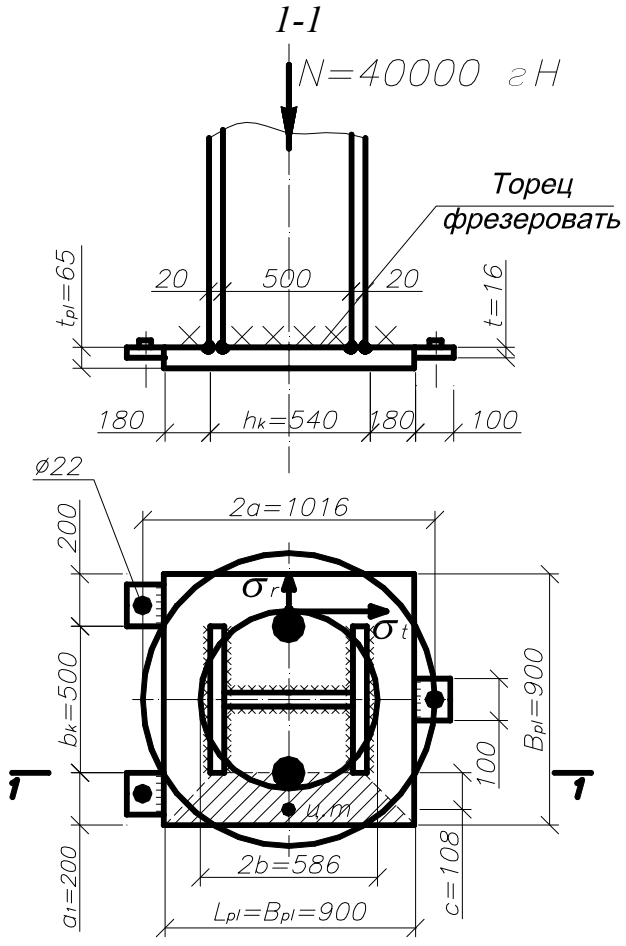


Рис. 59. К расчету базы с фрезерованным торцом колонны

Изгибающий момент в плите по кромке колонны (сечение 1-1 на рис.59)

$$M_{pl} = \sigma_f A_{\text{гр}} c = 4,94 \cdot 1440 \cdot 10,83 = 77040 \text{ гН·см.}$$

Требуемая толщина плиты

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{pl}}{h_{\text{к}} R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 77040}{54 \cdot 210}} = 6,38 \text{ см.}$$

Принимаем толщину плиты t_{pl}=65 мм согласно ГОСТ 19903-74 [8, с.116], [1, с.548, прил. 14, табл. 5).

Заменяем квадратную плиту базы и условное сечение колонны равновеликими по площади кругами (см. рис. 59) и определяем их радиусы *a* и *b*:

– условного круга плиты $a = \sqrt{\frac{L_{pl} B_{pl}}{\pi}} = \sqrt{\frac{90 \cdot 90}{3,14}} = 50,79 \text{ см;}$

– условного круга колонны $b = \sqrt{\frac{b_к h_к}{\pi}} = \sqrt{\frac{50 \cdot 54}{3,14}} = 29,32 \text{ см.}$

По отношению $\beta = \frac{b}{a} = \frac{29,32}{50,79} = 0,58$ (см. табл. 11) находим значение коэффициентов K_r=0,02262 и K_t =0,04098.

Определяем значение изгибающих моментов:

– в радиальном направлении

$$M_r = K_r N = 0,02262 \cdot 40000 = 905 \text{ гН} \cdot \text{см;}$$

– в тангенциальном направлении

$$M_t = K_t N = 0,04098 \cdot 40000 = 1639,2 \text{ гН} \cdot \text{см.}$$

Определяем напряжение в плите:

– нормальное в радиальном направлении

$$\sigma_r = \frac{6M_r}{t_{pl}^2} = \frac{6 \cdot 905}{6,5^2} = 128,52 \text{ МПа;}$$

– нормальное в тангенциальном направлении

$$\sigma_t = \frac{6M_t}{t_{pl}^2} = \frac{6 \cdot 1639,2}{6,5^2} = 232,78 \text{ МПа;}$$

– касательное

$$\tau = \frac{N}{2\pi b t_{pl}} = \frac{40000}{2 \cdot 3,14 \cdot 29,3 \cdot 6,5} = 33,44 \text{ МПа.}$$

Проверяем прочность плиты по приведенным напряжениям

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r\sigma_t + 3\tau^2} = \sqrt{128,52^2 + 232,78^2 - 128,52 \cdot 232,78 + 3 \cdot 33,44^2} \approx$$
$$= 210 \text{ МПа} = R_y\gamma_c = 210 \cdot 1 = 210 \text{ МПа}.$$

Следовательно, принятая толщина плиты 65 мм удовлетворяет условиям прочности.

Швы, соединяющие стержень колонны с плитой базы, рассчитываются на усилие, составляющее 15 % от общего (0,15*N*).

Катет сварного шва, соединяющего стержень колонны с плитой, равен

$$k_f = \frac{0,15N}{\sum l_\omega \beta_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c} = \frac{0,15 \cdot 40000}{300 \cdot 0,7 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 0,16 \text{ см},$$

где $\sum l_\omega = 4b_к + 2h_\omega = 4 \cdot 50 + 2 \cdot 50 = 300$ см – суммарная длина сварных угловых швов, соединяющих стержень колонны с плитой. Принимаем катет сварного углового шва равным $\kappa_f = \kappa_{f.\min} = 4$ мм, согласно [6,табл. 38].

Таким образом, рассчитанная база удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

СОРТАМЕНТ

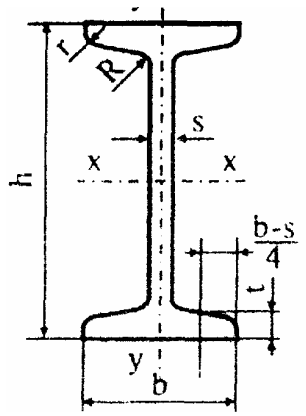


Таблица 1.1

Сортамент горячекатаных двутавров (с уклоном внутренних граней полок 6-12 %) по ГОСТ 8239-89

Номер двутавра	h	b	s	t	R	r	Площадь поперечного сечения, $см^2$	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
					не более				$X-X$				$У-У$		
	мм								J_x, $см^4$	W_x, $см^3$	i_x, см	S_x, $см^3$	J_y, $см^4$	W_y, $см^3$	i_y,, см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10	100	55	4,5	7,2	7	2,5	12	9,46	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8	3	17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	160	81	5	7,8	8,5	3,5	20,2	15,9	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7
18	180	90	5,1	8,1	9	3,5	23,4	18,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4	26,8	21	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10	4	30,6	24	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27

Окончание табл. 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4	34,8	27,3	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37
27	270	125	6	9,8	11	4,5	40,2	31,5	5010	371	11,2	210	260	41.5	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12	5	46,5	36,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69
33	330	140	7	11,2	13	5	53,8	42,2	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14	6	61,9	48,6	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89
40	400	155	8,3	13	15	6	72,6	57	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03
45	450	160	9	14,2	16	7	84,7	66,5	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09
50	500	170	10	15,2	17	7	100	78,5	39727	1589	19,9	919	1043	123	3,23
55	550	180	11	16,5	18	7	118	92,6	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39
60	600	190	12	17,8	20	8	138	108	76806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54

Примечание. Двутавры №№ 24—60 не рекомендуется применять в новых разработках.

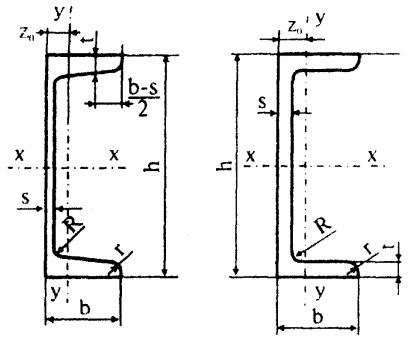


Таблица 1.2

Сортамент горячекатаных швеллеров по ГОСТ 8240-97

Номер Швеллера	h	b	s	t	R	r	Площадь сечения, $см^2$	Масса 1м, кг	Справочные значения для осей							z_0, см
									$X-X$				$У-У$			
	мм								J_x $см^4$	W_x, $см^3$	i_x, см	S_x $см^3$	J_y $см^4$	W_y, $см^3$	i_y, см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Швеллеры с уклоном внутренних граней полок																
5	50	32	4,4	7	6	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16
6,5	65	36	4,4	7,2	6	2,5	7,51	5,9	48,6	15	2,54	9	8,7	3,68	1,08	1,24
8	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31
10	100	46	4,5	7,6	7	3	10,9	8,59	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4.8	7,8	7,5	3	13,3	10,4	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	8	3	15,6	12,3	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67
16	160	64	5	8,4	8,5	3,5	18,1	14,2	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
16а	160	68	5	9	8,5	3,5	19,5	15,3	823	103	6,49	59,4	78,8	16,4	2,01	2
18	180	70	5,1	8,7	9	3,5	20,7	16,3	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94
18а	180	74	5,1	9,3	9	3,5	22,2	17,4	1190	132	7,32	76,1	105	20	2,18	2,13
20	200	76	5,2	9	9,5	4	23,4	18,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07
22	220	82	5,4	9.5	10	4	26,7	21	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
24	240	90	5,6	10	10,5	4	30,6	24	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
27	270	95	6	10,5	11	4,5	35,2	27,7	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	300	100	6,5	11	12	5	40,5	31,8	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
33	330	105	7	11,7	13	5	46,5	36,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36	360	110	7,5	12,6	14	6	53,4	41,9	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,1	2,68
40	400	115	8	13,5	15	6	61,5	48,3	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75
Швеллеры с параллельными гранями полок																
5-П	50	32	4,4	7	6	3,5	6,16	4,84	22,8	9,14	1,92	5,61	5,95	2,99	0,983	1,21
6,5-П	65	36	4,4	7,2	6	3,5	7,51	5,9	48,8	15	2,55	9,02	9,35	4,06	1,12	1,29
8-П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,3	13,9	5,31	1,24	1,38
10-П	100	46	4,5	7,6	7	4	10,9	8,59	175	34,9	3,99	20,5	22,6	7,37	1,44	1,53
12-П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,3	10,4	305	50,8	4,79	29,7	34,9	9,84	1,62	1,66
14-П	140	58	4,9	8,1	8	4,5	15,6	12,3	493	70,4	5,61	40,9	51,5	12,9	1,81	1,82
16-П	160	64	5	8,4	8,5	5	18,1	14,2	750	93,8	6,44	54,3	72,8	16,4	2	1,97
16а-П	160	68	5	9	8,5	5	19,5	15,3	827	103	6,51	59,5	90,5	19,6	2,15	2,19
18-П	180	70	5,1	8,7	9	5	20,7	16,3	1090	121	7,26	70	100	20,6	2,2	2,14
18а-П	180	74	5,1	9,3	9	5	22,2	17,4	1200	133	7,34	76,3	123	24,3	2,35	2,36
20-П	200	76	5,2	9	9,5	5,5	23,4	18,4	1530	153	8,08	88	134	25,2	2,39	2,3
22-П	220	82	5,4	9,5	10	6	26,7	21	2120	193	8,9	111	178	31	2,58	2,47
24-П	240	90	5,6	10	10,5	6	30,6	24	2910	243	9,75	139	248	39,5	2,85	2,72
27-П	270	95	6	10,5	11	6,5	35,2	27,7	4180	310	10,9	178	314	46,7	2,99	2,78
30-П	300	100	6,5	11	12	7	40,5	31,8	5830	389	12	224	393	54,8	3,12	2,83
33-П	330	105	7	11,7	13	7,5	46,5	36,5	8010	486	13,1	281	491	64,6	3,25	2,9
36-П	360	110	7,5	12,6	14	8,5	53,4	41,9	10850	603	14,3	350	611	76,3	3,38	2,99
40-П	400	115	8	13,5	15	9	61,5	48,3	15260	763	15,8	445	760	89,9	3,51	3,05

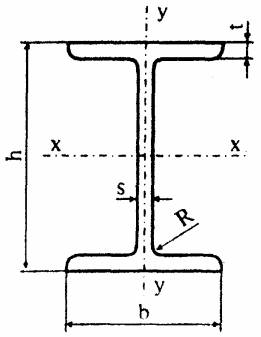


Таблица 1.3

Сортамент горячекатаных двутавров с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83

Номер профиля	*h*	*b*	*s*	*t*	*R*	Площадь сечения, $см^2$	Линейная плотность, кг/м	Справочные значения для осей						
								X- X				*У-У*		
	мм							J_x, $см^4$	W_x, $см^3$	S_x, $см^3$	i_x, см	J_y, $см^4$	W_y, $см^3$	i_y, см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Нормальные двутавры (Б)														
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	11,3	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42
12Б2	120	64	4,4	6,3	7	13,21	10,4	318	53	30,4	4,9	27,7	8,6	1,45
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,7	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	49,5	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	16,6	1,84
18Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04
18Б2	180	91	5,3	8	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	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	4024	312	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	261	120	6	10	12	39,7	31,2	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,7
30Б1	296	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6328	427	240	12,29	390	55,7	3,05
30Б2	299	140	6	10		46,67	36,6	7293	487,8	273,8	12,5	458,6	65,5	3,13

Продолжение табл. 1.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
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		55,17	43,3	11550	662,2	373	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	165	7	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	165	7,5	11,5		69,72	54,7	18530	935,7	529,7	16,3	865	104,8	3,52
45Б1	443	180	7,8	11	21	76,23	59,8	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	180	8,4	13		85,96	67,5	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	492	200	8,8	12	21	92,98	73	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	496	200	9,2	14		102,8	80,7	42390	1709	970,2	20,3	1873	187,3	4,27
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	547	220	10	15,5		124,75	97,9	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4.7
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	597	230	11	17,5		147,3	115,6	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	691	260	12	15,5	24	164,7	129,3	125930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5		183,6	144,2	145912	4187	2393	28,19	5437	418,2	5,44
80Б1	791	280	13,5	17	26	203,2	159,5	199500	5044	2917	31,33	6244	446	5,54
80Б2	798	280	14	20,5		226,6	177,9	232200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	893	300	15	18,5	30	247,1	194	304400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	900	300	15,5	22		272,4	213,8	349200	7760	4480	35,8	9943	662,8	6,04
100Б1	990	320	16	21	30	293,82	230,6	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	998	320	17	25		328,9	258,2	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	1006	320	18	29		364	285,7	587700	11680	6736	40,18	15900	993,9	6,61
100 Б4	1013	320	19,5	32,5		400,6	314,5	655400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67
Широкополочные двутавры (Ш)														
20Ш1	193	150	6	9	13	38,95	30,6	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	226	155	6,5	10	14	46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	251	180	7	10	16	54,37	42,7	6225	496	276	10,7	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12		62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	200	8	11	18	68,31	53,6	10400	715	398	12,34	1470	147	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13		77,65	61	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	299	200	9	15		87	68,3	14040	939	526	12,7	2004	200,4	4,8

Продолжение табл. 1.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
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	14		104,74	82,2	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,9
35Ш3	345	250	10,5	16		116,3	91,3	25140	1458	813	14,7	4170	334	5,99
40Ш1	388	300	9,5	14	22	122,4	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16		141,6	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18		157,2	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	484	300	11	15	26	145,7	114,4	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5		176,6	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	495	300	15,5	20,5		199,2	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5		221,7	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	580	320	12	17	28	181,1	142,1	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16	20,5		225,3	176,9	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	595	320	18	24,5		261,8	205,5	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Ш4	603	320	20	28,5		298,34	234,2	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	683	320	13,5	19	30	216,4	169,9	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	320	15	23		251,7	197,6	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	700	320	18	27,5		299,8	235,4	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5		341,6	268,1	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23	36,5		389,7	305,9	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17
Колонные двутавры (К)														
20К1	195	200	6.5	10	13	52,82	41,5	3820	392	216	8,5	1334	133	5,03
20К2	198	200	7	11,5		59,7	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23К1	227	240	7	10,5	14	66,51	52,2	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	230	240	8	12		75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26К1	255	260	8	12	16	83,08	65,2	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26К2	258	260	9	13,5		93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26К3	262	260	10	15,5		105,9	83,1	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30К1	296	300	9	13,5	18	108	84,8	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,5
30К2	300	300	10	15,5		122,7	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30К3	340	300	11,5	17,5		138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54

Окончание табл. 1.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
35К1	343	350	10	15	20	139,7	109,7	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35К2	348	350	11	17,5		160,4	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35К3	353	350	13	20		184,1	144,5	42970	2435	1351	15,28	14300	817	8,81
40К1	393	400	11	16,5	22	175,8	138	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10
40К2	400	400	13	20		210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40К3	409	400	16	24,5		257,8	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40К4	419	400	19	29,5		308,6	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,1
40К5	431	400	23	35,5		371	291,2	121570	5642	3217	18,1	37910	1896	10,11
Двутавры дополнительной серии (Д)*														
24ДБ1	239	115	5,5	9,3	15	35,45	27,8	3535	295,8	166,6	9,99	236,8	41,2	2,58
27ДБ1	269	125	6	9,5	15	40,68	31,9	5068	376,8	212,7	11,16	310,5	49,7	2,76
36ДБ1	360	145	7,2	12,3	18	62,6	49,1	13800	766,4	434,1	14,84	627,6	86,6	3,17
35ДБ1*	349	127	5,8	8,5	15	42,78	33,6	8540	489,4	279,4	14,13	291,5	45,9	2,61
40ДБ1*	399	139	6,2	9	15	50,53	39,7	13050	654,2	374,5	16,06	404,4	58,2	2,83
45ДБ1*	450	152	7,4	11	15	67,05	52,6	21810	969,2	556,8	18,04	646,2	85	3,1
45ДБ2*	450	180	7,6	13,3	18	82,8	65	28840	1280	722	18,7	1300	144	3,96
30ДШ1	300,6	201,9	9,4	16	18	92,6	72,7	15090	1000	563	12,8	2200	218	4,87
40ДШ1	397,6	302	11,5	18,7	22	159	124	46330	2330	1290	17,1	8590	569	7,36
50ДШ1	496,2	303,8	14,2	21	26	198	155	86010	3470	1950	20,8	9830	647	7,05

* Эти профили наиболее экономичны в сравнении с равнопрочными (W_x) нормальными двутаврами Б.

Таблица 1.4

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, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050

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

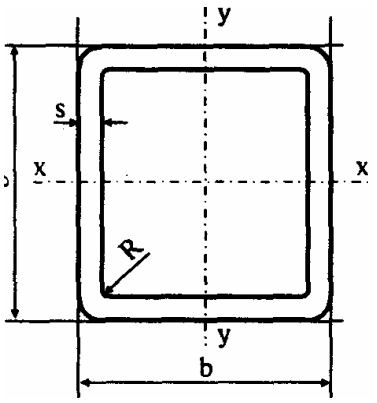


Таблица 1.5

Сортамент гнутых замкнутых сварных профилей квадратного сечения по ТУ 36-2287-80 (квадратные трубы)

b	*s*	Площадь поперечного сечения, см^2	Справочные значения для осей *x -x* и *y-y*			Масса 1 м длины, кг
мм			$J_x = J_y$, см^4	$W_x=W_y$, см^3	$i_x=i_y$, см	
80	3	9,24	91,4	22,8	3,14	7,26
	4	12,16	117,3	29,3	3,10	9,54
	5	15	141,2	35,3	3,07	11,77
	6	17,76	163,1	40,7	3,03	13,94
100	3	11,64	182,7	36,5	3,96	9,13
	4	15,36	236,3	47,2	3,92	12,05
	5	19	286,5	57,3	3,89	14,92
	6	22,56	333,5	66,7	2,84	17,71
120	3	14,04	320,5	53,4	4,77	11,02
	4	18,56	416,7	69,4	4,74	14,57
	5	23	507,9	84,6	4,69	18,06
	6	27,36	594,2	99	4,66	21,48
140	4	21,76	671,3	95,9	5,55	17,08
	5	27	821,2	117,3	5,51	21,19
	6	32,16	964,3	137,7	5,48	25,24
	7	37,24	1100,9	157,2	5,44	29,23
	8	42,24	1231,1	175,8	5,39	33,16
160	4	24,96	1013	126,6	6,37	19,6
	5	31	1242,5	155,3	6,33	24,33
	6	36,96	1463,1	182,8	6,29	29,01
	7	42,84	1674,9	209,3	6,25	33,63
	8	48,64	1878,1	234,7	6,21	38,18
180	5	35,0	1787,9	198,6	7,15	27,47
	6	41,76	2109,7	234,4	7,11	32,78
	7	48,44	2420,2	268,9	7,07	38,02
	8	55,04	2719,7	302,1	7,03	43,21

Примечание. См. примечание к табл.1.6.

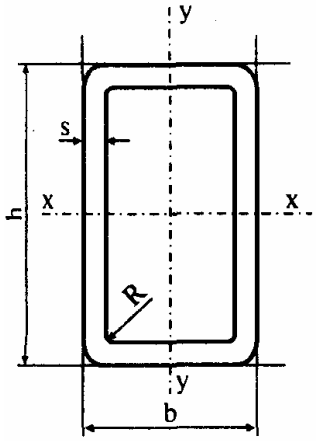


Таблица 1.6

Сортамент гнутых замкнутых сварных профилей прямоугольного сечения по ТУ 67-2287-80 (прямоугольные трубы)

h	*b*	*s*	Площадь попереч-ного сечения, см^2	Справочные значения для осей						Масса 1 м длины, кг
				x-x			*y-y*			
мм				J_x см^4	W_x, см^3	i_x, см	J_y см^4	W_y, см^3	i_y, см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
100	60	3	9,24	126,2	25,2	3,69	56,6	18,9	2,47	7,25
		4	12,16	162,6	32,5	3,66	72,2	24,1	2,44	9,55
		5	15	196,2	39,2	3,62	86,2	28,7	2,4	11,78
		6	17,76	227,4	45,5	3,58	99	33	2,36	13,94
120	80	3	11,64	238,4	39,7	. 4,53	127	31,7	3,3	9,14
		4	15,36	309	51,5	4,48	164	41	3,27	12,06
		5	19	375,6	62,6	-4,44	198	49,5	3,23	14,92
		6	22,56	438,2	73	4,4	229	57,2	3,19	17,71
140	60	4	15,36	375,3	53,6	4,94	97,3	16,2	2,52	12,06
		5	19	456,6	65,2	4,9	117	39	2,48	14,92
		6	22,56	533,1	76,2	4,86	134	44,7	2,43	17,71
140	100	4	18,56	523,4	74,8	5,31	310,1	62	4,09	14,57
		5	23	638,9	91,3	5,27	376,9	75,4	4,05	18,06
		6	27,36	748,7	106,9	5,23	439,7	88	4,01	21,48
		7	31,64	835,1	121,8	5,19	498,89	99,8	3,97	24,84
160	80	4	18,56	623,5	77,9	5,8	210	52,5	3,36	14,57
		5	23	761,9	95,2	5,75	253,9	63,5	3,32	18,06
		6	27,36	893,5	111,6	5,71	294,9	73,7	3,28	21,48
		7	31,64	1018,9	127,3	5,67	332,9	83,2	3,24	24,84
160	120	4	21,76	818,3	102,2	6,13	524,4	87,4	4,91	17,08
		5	27	1002,2	125,2	6,09	640,2	106,7	4,87	21,19
		6	32,16	1178,3	147,2	6,05	750,4	125,1	4,83	25,24
		7	37,24	1346,9	168,3	6,01	855	142,5	4,79	29,2
		8	42,24	1508,1	188,5	5,97	954,2	159	4,75	33,16

Окончание табл. 1.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
180	60	5	23	868,9	96,5	6,15	147	49	2,53	18,06
		6	27,36	1019,3	113,2	6,1	169,2	56,4	2,48	21,48
		7	31,64	1162,5	129,2	6,06	189,4	63,1	2,44	24,84
180	100	5	27	1175,2	130,6	6,6	467,2	93,4	4,16	21,19
		6	32,16	1382,8	153,6	6,55	545,9	109,2	4,12	25,24
		7	37,24	1581,7	175,7	6,51	620,1	124	4,08	29,2
		8	42,24	1772,3	196,9	6,48	690	138	4,04	33,16
180	140	5	31	1481,5	164,6	6,91	1003,6	143,4	5,69	24,3
		6	36,96	1746,2	194	6,87	1180	168,6	5,65	29,01
		7	42,84	2001	222,3	6,83	1348,8	192,7	5,61	33,63
		8	48,64	2246	249,5	6,79	1510,3	215,8	5,57	38,18
200	160	5	35	2092,9	209,3	7,73	1482,9	185,4	6,51	27,47
		6	41,76	2471,5	247,1	7,69	1747,8	218,5	6,47	32,78
		7	48,44	2837,5	283,7	7,65	2002,8	250,4	6,43	38
		8	55,04	3191,2	319,1	7,61	2248,1	281	6,39	43,2

Примечание. Применение профилей по сортаментам табл.2.5 и 2.6 в строительных стальных конструкциях, за исключением типовых конструкций, должно согласовываться с организациями и предприятиями-изготовителями конструкций.

Таблица 1.7

Ограниченный сортамент электросварных прямошовных труб по ГОСТ 10704-91

Наружный диаметр трубы	Толщина стенки трубы	Площадь сечения, $см^2$	Радиус инерции, см	Масса 1 м трубы, кг
мм				
1	2	3	4	5
83	3	7,54	2,84	5,92
	3,5	8,74	2,82	6,86
	4	9,92	2,80	7,79
	4,5	11,1	2,78	8,71
	5	12,3	2,76	9,62
89	3	8,10	3,04	6,36
	3,5	9,40	3,03	7,38
	4	10,7	3,01	8,38
	4,5	11,9	2,99	9,38
	5	13,2	2,97	10,36

Продолжение табл. 1.7

1	2	3	4	5
102	2,5	7,81	3,52	6,13
	3	9,32	3,50	7,32
	3,5	10,8	3,49	8,50
	4	12,3	3,47	9,67
	4,5	13,8	2,46	10,82
	5	15,2	3,44	11,96
114	3	10,5	3,93	8,21
	3,5	12,2	3,91	9,54
	4	13,8	3,89	10,85
	4,5	15,5	3,88	12,15
	5	17,1	3,86	13,44
127	3	11,7	4,39	9,17
	3,5	13,6	4,37	10,66
	4	15,5	4,35	12,13
	4,5	17,3	4,34	13,59
	5	19,2	4,32	15,04
	5,5	21	4,3	16,48
140	3,5	15	4,83	11,78
	4	17,1	4,82	13,42
	4,5	19,2	4,80	15,04
	5	21,2	4,78	16,65
	5,5	23,2	4.76	18,24
152	3,5	16,3	5,26	12,82
	4	18,6	5,24	14,6
	4,5	20,8	5,22	16,37
	5	23,1	5,2	18,13
	5.5	25,3	5,19	19,87
159	3,5	17,1	5,5	13,42
	4	19,5	5,48	15,29
	4,5	21,8	5,47	17,15
	5	24,2	5,45	18,99
	6	28,8	5,42	22,64
	7	33,4	5,38	26,24
168	4	20,6	5,8	16,18
	4,5	23,1	5,78	18,14
	5	25,6	5,77	20,1
	6	30,5	5,74	23,97
	7	35,4	5,7	27,79
	8	40,2	5,66	31,57
203	4	25	7,04	19,63
	5	31,1	7,01	24,41
	6	37,1	6,97	29,14
	7	43,1	6,94	33,83
	8	49,1	6,91	38,47

Окончание табл. 1.7

1	2	3	4	5
219	4	27	7,6	21,21
	4,5	30,3	7,59	23,8
	5	33,6	7,57	26,39
	5,5	36,9	7,55	28,96
	6	40,2	7,54	31,52
	7	46,6	7,51	36,6
	8	53	7,47	41,63
273	4,5	38	9,5	29,8
	5	42,1	9,48	33,04
	5,5	46,2	9,46	36,28
	6	50,3	9.45	39,51
	7	58,5	9,42	45,92
	8	66,6	9,38	52,82
325	5	50,3	11,3	39,46
	6	60,1	11,3	47,2
	7	69,9	11,2	54,89
	8	79,6	11,2	62,54
426	5	66,1	14,9	51,91
	6	79,2	14,9	62,14
	7	92,1	14,8	72,33
	8	105	14,8	82,46
	9	118	14,8	92,56

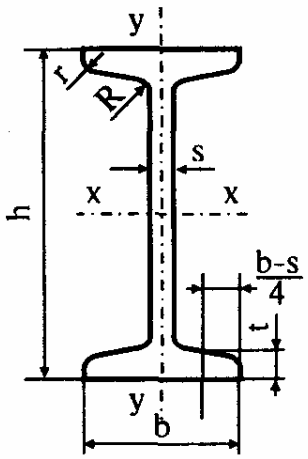


Таблица 1.8

Сортамент двутавровых балок М по ГОСТ 19425-74*
для балок путей подвесного транспорта

Номер профиля	*h*	*b*	*s*	*t*	*R*	*r*	Площадь попереч-ного сечения, см^2	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
									X – X				*У- У*		
	мм								I_x, см^4	W_x см^3	i_x, см	S_x, см^3	I_y, см^4	W_y см^3	i_y, см
18М	180	90	7	12	9	3,5	32,9	25,8	1760	196	7,32	113	130	28,9	1,99
24М	240	110	8,2	14	10,5	4	48,7	38,3	4640	387	9,75	223	276	50,2	2,38
30М	300	130	9,0	15	12	6	64	50,2	9500	633	12,2	364	480	73,9	2,74
36М	360	130	9,5	16	14	6	73,8	57,9	15340	852	14,4	493	518	79,7	2,65
45М	450	150	10,5	18	16	7	98,8	77,6	31900	1420	18	821	892	119	3

Примечания. 1. Профили 30М, 36М и 45М поставляются также по техническим условиям ТУ 14-2-247-80. 2. Уклон внутренних граней полок не более 12 %.

Приложение 2

Нормативное и расчетные сопротивления стали

Наименование стали	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление проката, МПа				Расчетное сопротивление проката, МПа			
		листового широкополосного универсального		фасонного		листового широкополосного универсального		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
1	2	3	4	5	6	*7*	8	*9*	10
С235	От 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	Св. 20 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	Св. 40 до 100	215	360	-	-	210	350	-	-
	Св. 100	195	360	-	-	190	350		
С245	От 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	Св. 20 до 30	-	-	235	370	-	-	230	360
С255	От 2 до 3,9	255	380	-	-	250	370	-	-
	От 4 до 10	245	380	255	380	240	370	250	370
	Св. 10 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	От 20 до 40	235	370	235	370	230	360	230	360
С275	От 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	Св. 10 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
С285	От 2 до 3,9	285	390	-	-	280	380	-	-
	От 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	Св. 10 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380
С345	От 2 до 10	345	490	345	490	335	480	335	480
	Св. 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	Св. 40 до 60	285	450	-	-	280	440	-	-
	Св. 60 до 80	275	440	-	-	270	430	-	-
	Св. 80 до 160	265	430	-	-	260	420	-	—
С345К	От 4 до 10	345	470	345	470	335	460	335	460
С375	От 2 до 10	375	510	365	510	365	500	365	500
	Св. 10 до 20	355	490	355	490	345	480	345	480.
	Св. 20 до 40	335	480	335	480	325	470	325	470
С390	От 4 до 50	390	540	-	-	380	530	-	-
С390К	От 4 до 30	390	540	-	-	380	530	-	-
С440	От 4 до 30	440	590	-	-	430	575	-	-
	Св. 30 до 50	410	570	-	-	400	555	-	-
С590	От 10 до 36	540	635	-	-	515	605	-	-
С590К	От 16 до 40	540	635	-	-	515	605	-	-

П р и м е ч а н и я . 1) За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки. Минимальная толщина – 4 мм. 2) За нормативное сопротивление приняты нормативные значения предела текучести и временного сопротивления по ГОСТ 27772-88*. 3. Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу, определенные в соответствии с п. 3.2 ГОСТ и округлением до 5МПа. 4)Применение кипящей стали С235 ограничено.

Приложение 3

Коэффициенты φ для элементов с расчетным сопротивлением R_y, МПа

R_y = 220 МПа

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	965	962	960	957	954	951	948	945	942	939
30	936	933	929	926	923	919	916	912	909	905
40	901	898	894	890	886	882	878	874	870	866
50	862	858	854	850	845	841	837	832	828	823
60	819	814	810	805	800	796	791	786	781	777
70	772	767	762	757	752	747	742	737	730	722
80	715	707	700	692	685	678	670	663	656	649
90	642	635	628	621	614	607	600	593	587	580
100	573	567	560	553	547	541	534	528	522	515
110	509	503	497	491	485	479	473	467	461	455
120	450	444	438	433	427	422	416	411	405	400
130	395	389	384	379	374	369	364	359	351	346
140	342	337	333	328	324	320	315	311	307	304
150	300	296	292	289	285	282	278	275	272	268

R_y = 230 МПа

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	964	961	958	956	953	950	947	943	940	937
30	934	930	927	924	920	917	913	909	906	902
40	898	894	890	886	882	878	874	870	866	862
50	857	853	849	844	840	836	831	827	822	817
60	813	808	803	798	794	789	784	779	774	769
70	764	759	754	749	743	740	732	724	717	709
80	701	694	686	679	671	664	656	649	642	635
90	627	620	613	606	599	592	585	579	572	565
100	558	552	545	539	532	526	519	513	507	500
110	494	488	482	476	470	464	458	452	446	440
120	434	429	423	417	412	406	401	395	390	385
130	379	374	369	364	359	351	346	341	337	332
140	328	323	319	315	310	306	302	299	295	291
150	287	284	280	277	273	270	267	264	261	257

R_y = 240 МПа

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	963	960	957	954	951	948	945	942	938	935
30	932	928	925	921	917	914	910	906	903	899
40	895	891	887	883	879	874	870	866	862	857
50	853	848	844	839	835	830	826	821	816	811
60	807	802	797	792	787	782	777	772	767	761
70	756	751	746	740	735	727	719	711	704	696
80	688	681	673	665	658	650	643	636	628	621
90	614	607	599	592	585	578	571	565	558	551
100	544	537	531	524	518	511	505	498	492	486
110	479	473	467	461	455	449	443	437	431	425
120	420	414	408	403	397	392	386	381	375	370
130	365	360	352	347	342	337	332	328	323	319
140	315	310	306	302	298	294	291	287	283	280
150	276	273	269	266	263	259	256	253	250	247

R_y = 250 МПа

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	962	959	956	953	950	946	943	940	936	933
30	929	926	922	919	915	911	907	903	899	895
40	891	887	883	879	875	870	866	862	857	853
50	848	844	839	834	830	825	820	815	810	806
60	801	796	790	785	780	775	770	765	759	754
70	749	743	739	731	723	715	707	699	691	683
80	676	668	660	652	645	637	630	622	615	608
90	600	593	586	579	572	565	558	551	544	537
100	530	524	517	510	504	497	491	484	478	472
110	465	459	453	447	441	435	429	423	417	411
120	406	400	394	389	383	378	372	367	361	356
130	348	343	338	334	329	324	320	315	311	307
140	303	299	295	291	287	283	280	276	272	269
150	266	262	259	256	253	250	247	244	241	238

R_y = 260 МПа

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	960	957	954	951	948	945	941	938	935	931
30	927	924	920	916	912	908	905	901	896	892
40	888	884	880	875	871	867	862	858	853	848
50	844	839	834	829	825	820	815	810	805	800
60	795	789	784	779	774	768	763	758	752	747
70	741	736	728	719	711	703	695	687	679	671
80	663	655	648	640	632	625	617	610	602	595
90	588	580	573	566	559	552	545	538	531	524
100	517	510	504	497	490	484	477	471	465	458
110	452	446	440	434	427	421	415	410	404	398
120	392	386	381	375	370	364	359	351	346	341
130	336	331	326	321	317	312	308	304	300	296
140	292	288	284	280	276	273	269	266	263	259
150	256	253	250	247	244	241	238	235	232	229

R_y = 270 МПа

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	959	956	953	950	947	943	940	936	933	929
30	925	922	918	914	910	906	902	898	894	889
40	885	881	876	872	867	863	858	854	849	844
50	839	834	830	825	820	815	809	804	799	794
60	789	783	778	773	767	762	756	751	745	739
70	733	725	716	708	700	692	683	675	667	659
80	651	644	636	628	620	613	605	597	590	583
90	575	568	561	553	546	539	532	525	518	511
100	504	498	491	484	478	471	464	458	452	445
110	439	433	427	421	414	408	403	397	391	385
120	379	374	368	362	357	349	344	338	333	329
130	324	319	315	310	306	301	297	293	289	285
140	281	278	274	270	267	263	260	257	253	250
150	247	244	241	238	235	232	230	227	224	221

R_y = 280 МПа

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	958	955	952	948	945	942	938	934	931	927
30	923	919	915	911	907	903	899	895	891	886
40	882	877	873	868	864	859	854	849	845	840
50	835	830	825	820	815	809	804	799	794	788
60	783	777	772	766	761	755	749	744	740	731
70	722	714	705	697	689	680	672	664	656	648
80	640	632	624	616	608	601	593	586	578	570
90	563	556	548	541	534	527	520	513	506	499
100	492	485	478	472	465	459	452	446	439	433
110	427	420	414	408	402	396	390	384	378	373
120	367	361	356	347	342	337	332	327	322	317
130	313	308	304	300	295	291	287	283	279	276
140	272	268	265	261	258	254	251	248	245	242
150	239	236	233	230	227	225	222	219	217	214

R_y = 300 МПа

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	956	953	949	946	942	938	935	931	927	923
30	919	915	911	907	902	898	894	889	885	880
40	876	871	866	861	856	851	846	841	836	831
50	826	821	816	810	805	799	794	788	783	777
60	771	766	760	754	748	742	737	728	719	710
70	702	693	684	676	667	659	651	642	634	626
80	618	610	602	594	586	578	570	563	555	547
90	540	533	525	518	511	503	496	489	482	475
100	468	462	455	448	441	435	428	422	415	409
110	403	397	390	384	378	372	366	361	352	347
120	341	336	330	325	320	316	311	306	302	297
130	293	289	285	281	277	273	269	265	262	258
140	255	251	248	245	242	238	235	232	229	227
150	224	221	218	216	213	210	208	205	203	201

R_y = 315 МПа

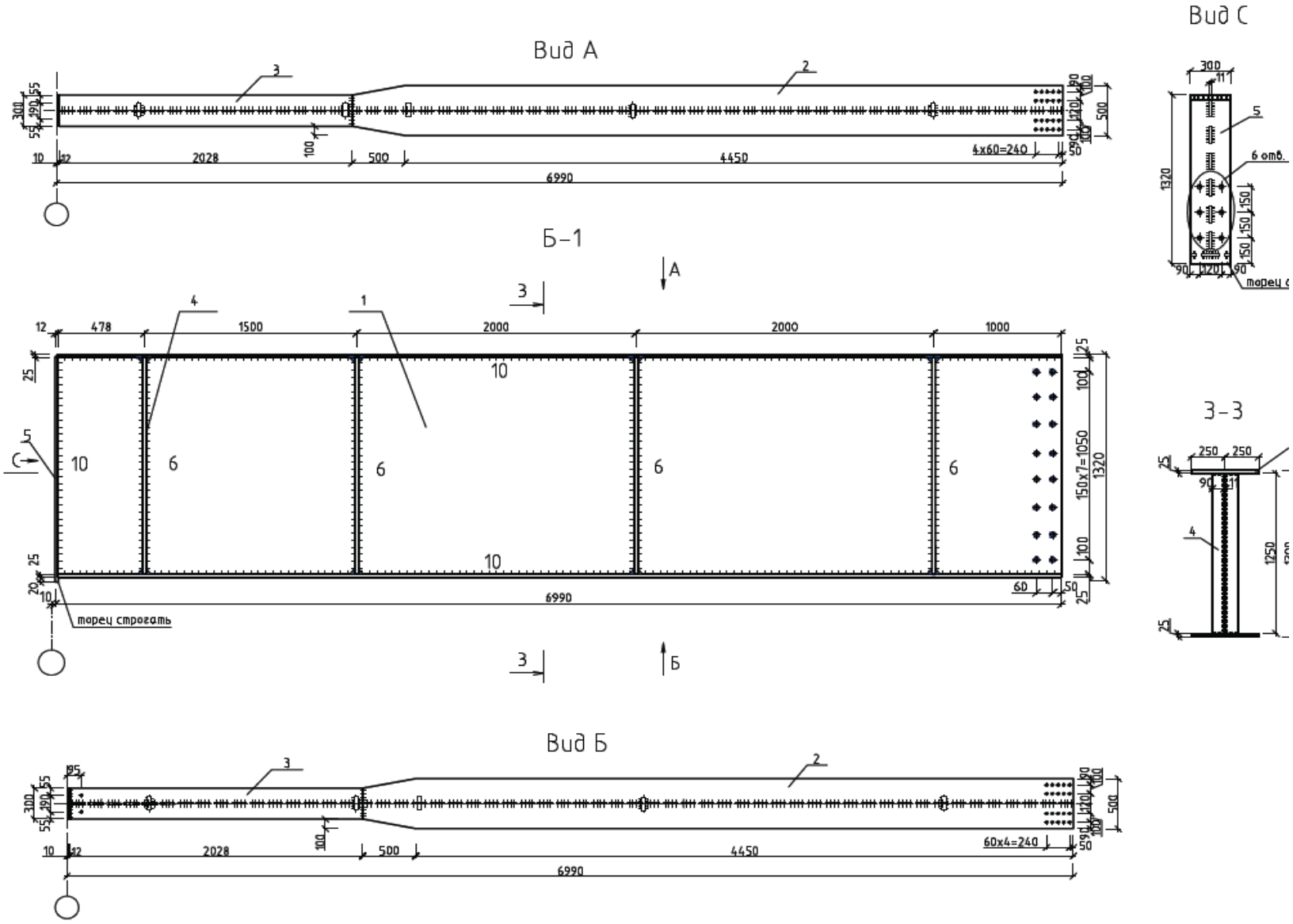
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	954	951	947	944	940	936	932	928	924	920
30	916	912	908	903	899	894	890	885	880	876
40	871	866	861	856	851	846	841	836	830	825
50	820	814	809	803	797	792	786	780	775	769
60	763	757	751	745	741	731	722	713	704	696
70	687	678	669	661	652	643	635	627	618	610
80	602	594	586	578	570	562	554	546	539	531
90	524	516	509	501	494	487	480	472	465	458
100	452	445	438	431	425	418	411	405	399	392
110	386	380	374	368	362	356	347	342	336	331
120	326	321	316	311	306	301	297	292	288	284
130	280	276	272	268	264	261	257	253	250	247
140	243	240	237	234	231	228	225	222	219	216
150	214	211	209	206	204	201	199	196	194	192

R_y = 330 МПа

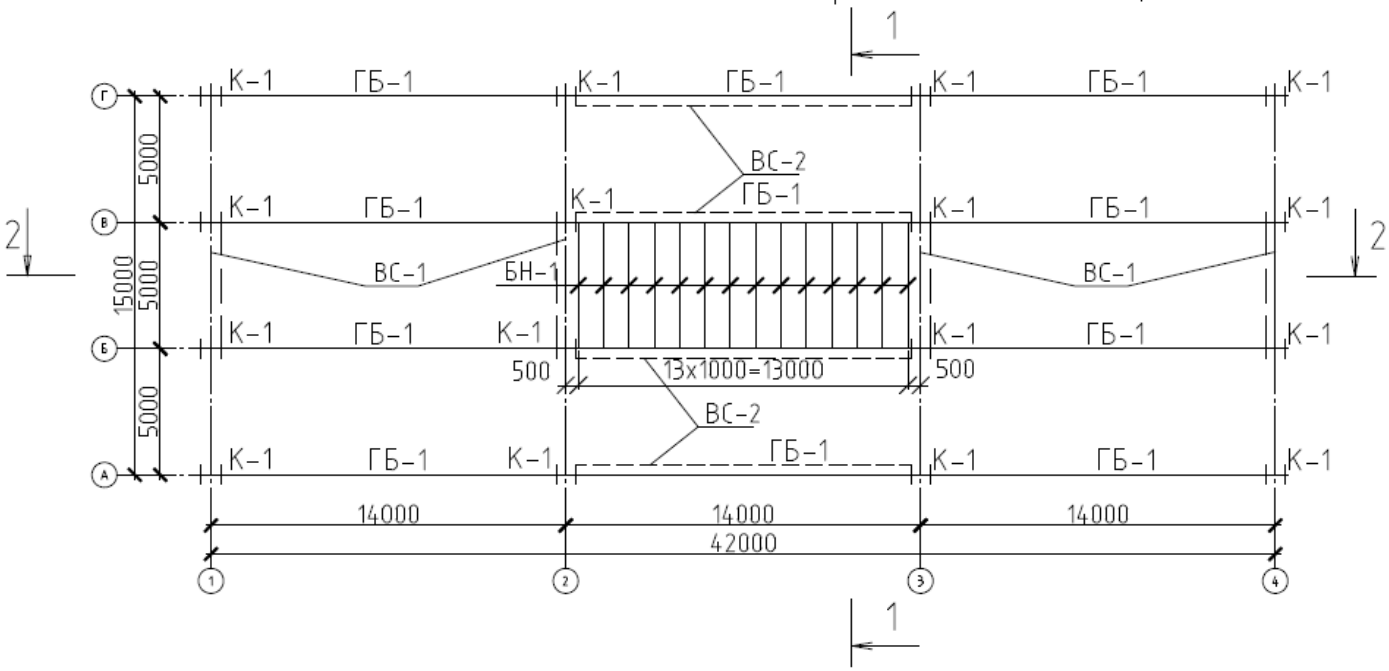
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	953	949	945	942	938	934	930	926	922	917
30	913	909	904	900	895	891	886	881	876	871
40	866	861	856	851	846	840	835	830	824	819
50	813	808	802	796	790	784	779	773	767	760
60	754	748	742	736	727	718	708	699	690	681
70	672	663	655	646	637	629	620	612	603	595
80	587	578	570	562	554	546	538	531	523	515
90	508	500	493	485	478	471	464	457	449	442
100	436	429	422	415	409	402	396	389	383	376
110	370	364	358	349	343	338	332	327	322	317
120	312	307	302	297	293	288	284	280	276	272
130	268	264	260	257	253	249	246	243	239	236
140	233	230	227	224	221	218	215	213	210	207
150	205	202	200	197	195	193	190	188	186	184

Приложение 4

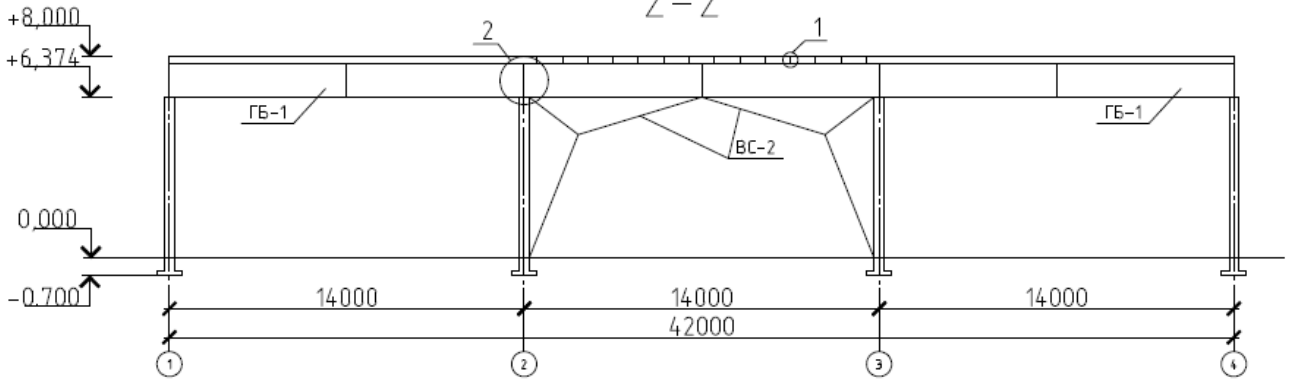
Графическое оформление работы

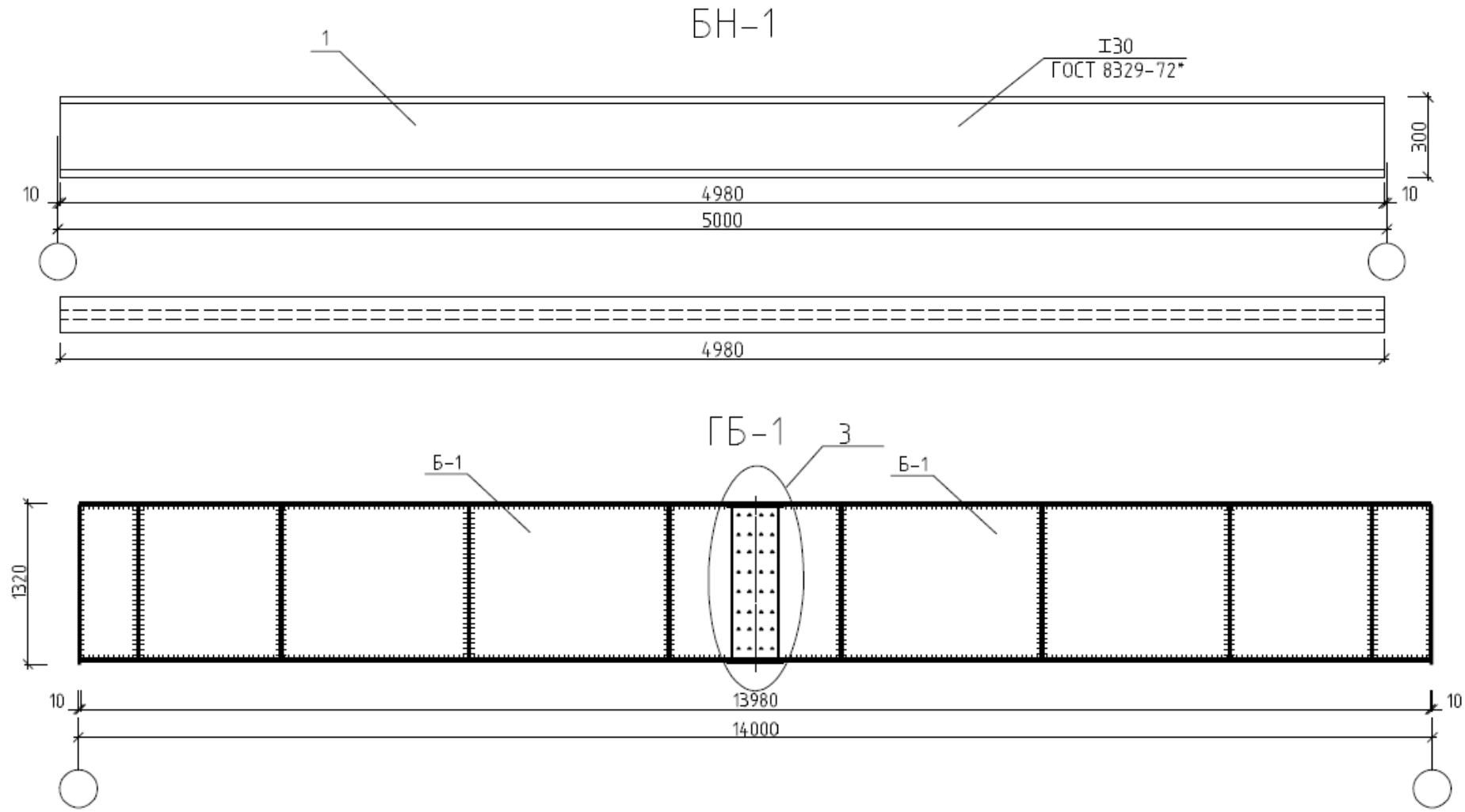

Вид А
Вид С
Б-1
3-3
Вид Б
6990
2028
500
4450
4x60=240
60x4=240
1320
150x7=1050
6 отв.
торец строгать

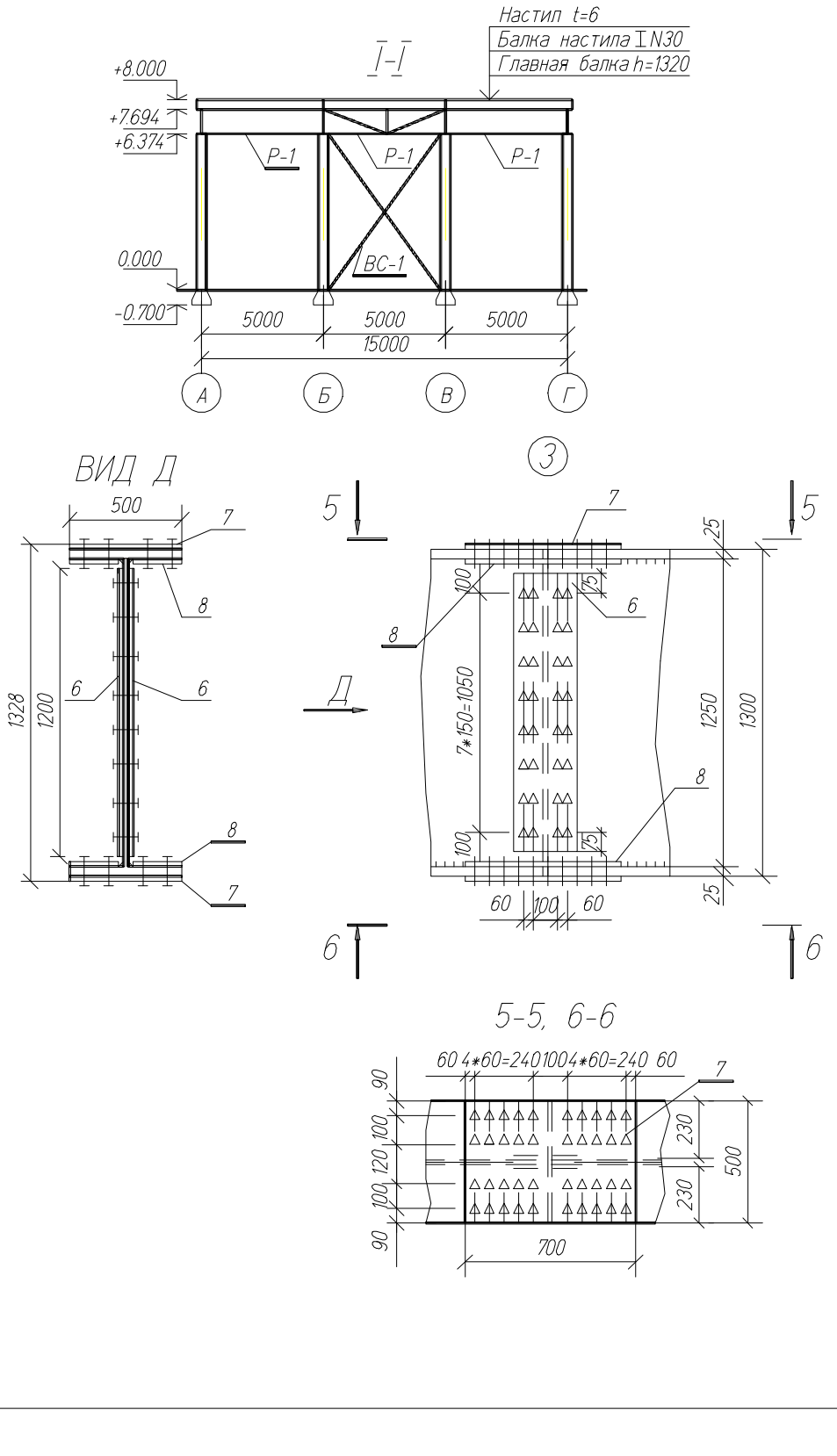
План и монтажная схема рабочей площадки

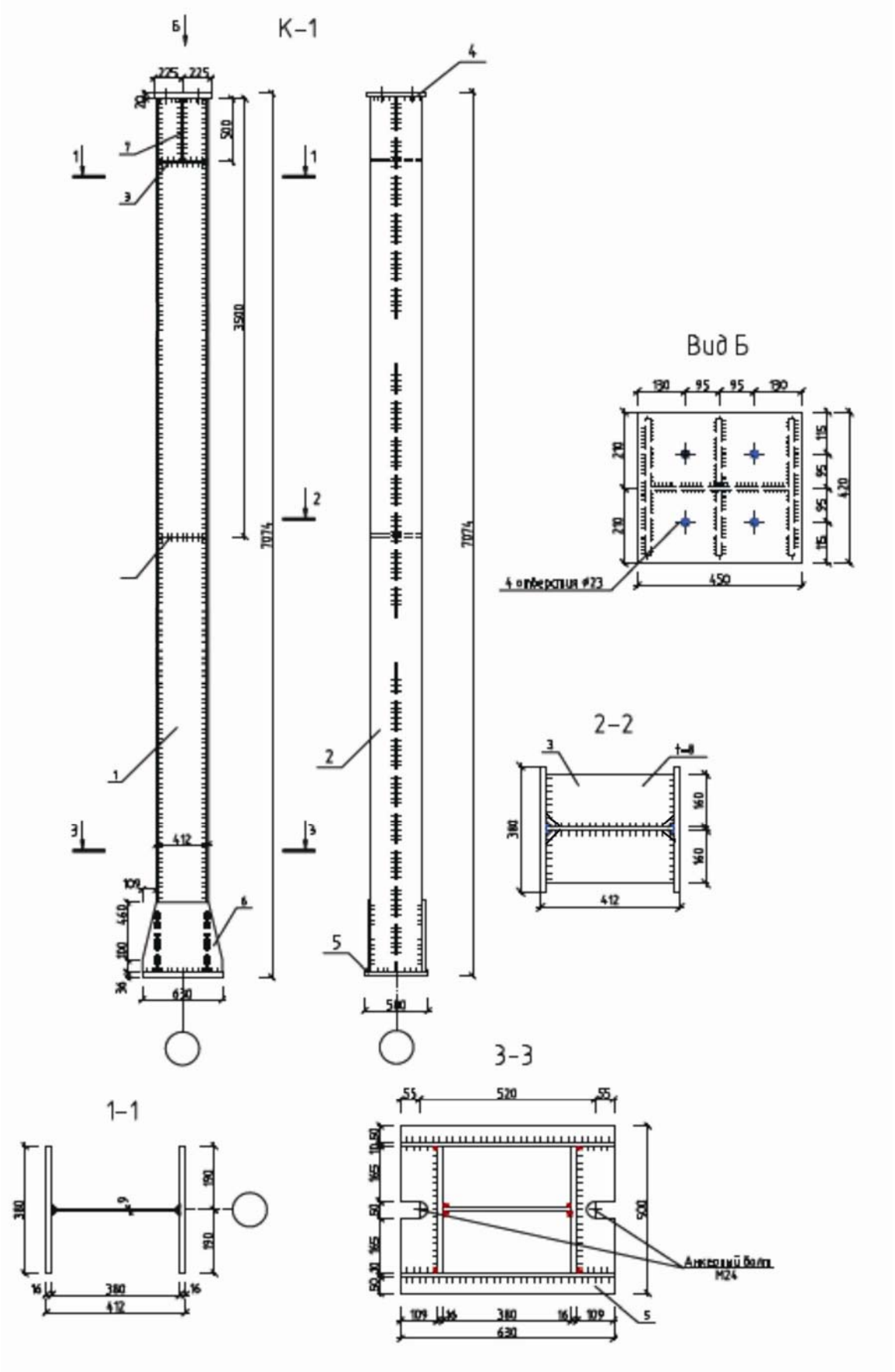


2-2




БН-1
1
I30
ГОСТ 8329-72*
300
10
4980
5000
10
4980
ГБ-1
3
Б-1
Б-1
1320
10
13980
14000
10


Настил t=6
Балка настила I N30
Главная балка h=1320
I-I
+8.000
+7.694
+6.374
0.000
-0.700
Р-1
Р-1
Р-1
ВС-1
5000
5000
5000
15000
А
Б
В
Г
3
ВИД Д
500
7
8
6
6
1328
1200
8
7
5
5
7
25
100
75
6
8
Д
7*150=1050
1250
1300
8
100
75
25
60
100
60
6
6
5-5, 6-6
60 4*60=240 100 4*60=240 60
7
90
100
120
100
90
230
230
500
700


К-1
Б
Вид Б
2-2
1-1
3-3
Анкерный болт М24
4 отверстия ⌀23

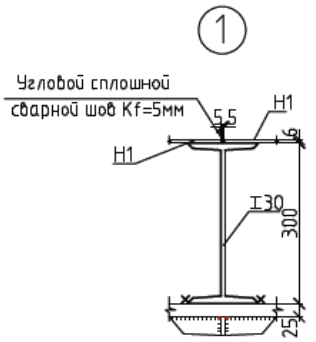
Спецификация стали

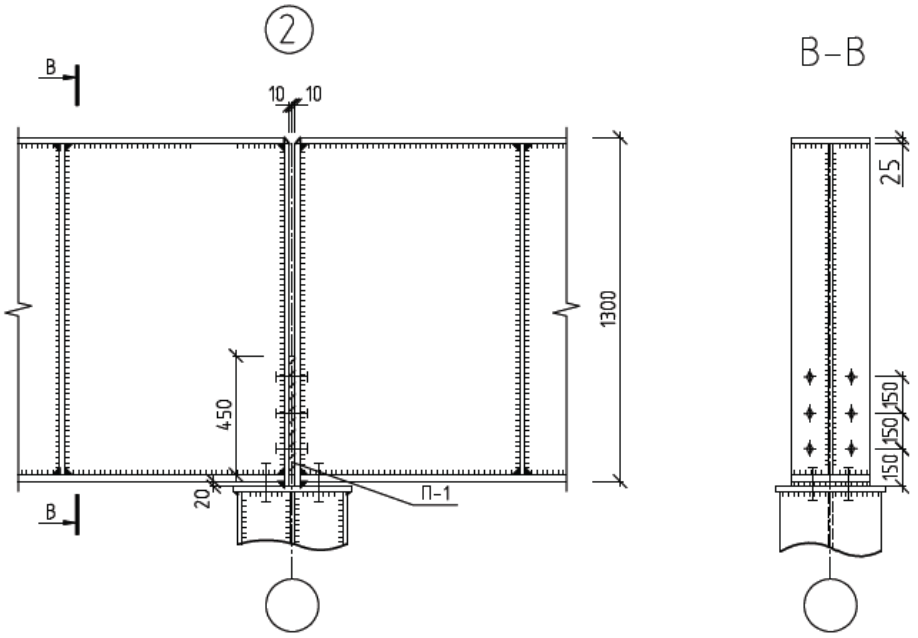
Марка элем.	Поз.	Сечение мм	Длина мм	Число деталей	Масса, кг: детали	Масса, кг: всех	Масса, кг: эл-та	Марка стали	Примечание
Б-1	1	11х1250	6978	1	684.7	685	2140	С245 ГОСТ27772-88	
	2	25х500	4950	2	485.7	971			
	3	25х300	2028	2	119.4	239			
	4	7х90	1250	8	6	48			
	5	12х300	1295	1	36.6	37			Строгать
	6	8х320	1200	1	4.1	24			
	7	14х500	700	1	38.5	39			
	8	14х230	700	2	17.7	35			
	9	14х320	1170	1	41.1	41			
	Масса наплавленного металла					21			1%
К-1	1	9х380	7018	1	188.4	188	1079	С245 ГОСТ27772-88	
	2	16х380	7018	2	335	670			
	3	8х160	380	4	3.8	15.2			
	4	20х420	450	1	29.6	30			
	5	36х500	630	1	89	89			
	6	10х560	630	2	27.7	56			
	7	16х160	500	2	10.0	20			
	Масса наплавленного металла					10.7			1%
БН-1	1	№30	4980	1	181.8	182	182	С245 ГОСТ27772-88	
									1%
Н-1	1	6х950	5000	1	223.7	224	224	С245 ГОСТ27772-88	
	Масса наплавленного металла					2.2			1%
П-1	1	20х300	450	1	14.0	14	14	С245 ГОСТ27772-88	
									1%

Примечания:

1. Все сварные швы с катетом Kf=5 кроме оговоренных;
2. Все болты нормальной точности М20 ГОСТ 7798-80, кроме оговоренных.

				КП-2069059-270102-97012-12		
				Курсовая работа №1 по металлическим конструкциям		
Проверил				Рабочая площадка	Стадия	Лист	Листов
Выполнил					КР	1	1
				Конструкции рабочей площадки	Пензенский ГУАС каф.СК	





Требуется изготовить

Марка отправочного элемента	Кол-во	Масса, кг		Примечание
		марки	всех	
ГБ-1	12	4198	50376	С245 ГОСТ27772-88
К-1	16	1079	17264	С245 ГОСТ27772-88
БН-1	132	182	24024	С245 ГОСТ26020-83
Н-1	126	226	28476	С245 ГОСТ27772-88
П-1	8	14	112	С245 ГОСТ27772-88
Итого:			120252	С245 ГОСТ27772-88

Условные обозначения

Заводской сварной шов видимый

Заводской сварной шов невидимый

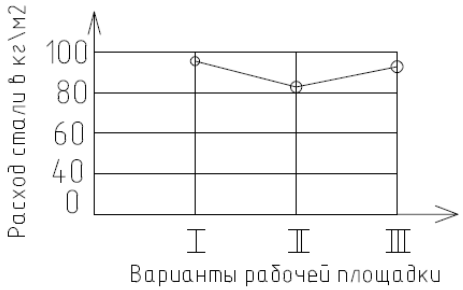
Отверстие

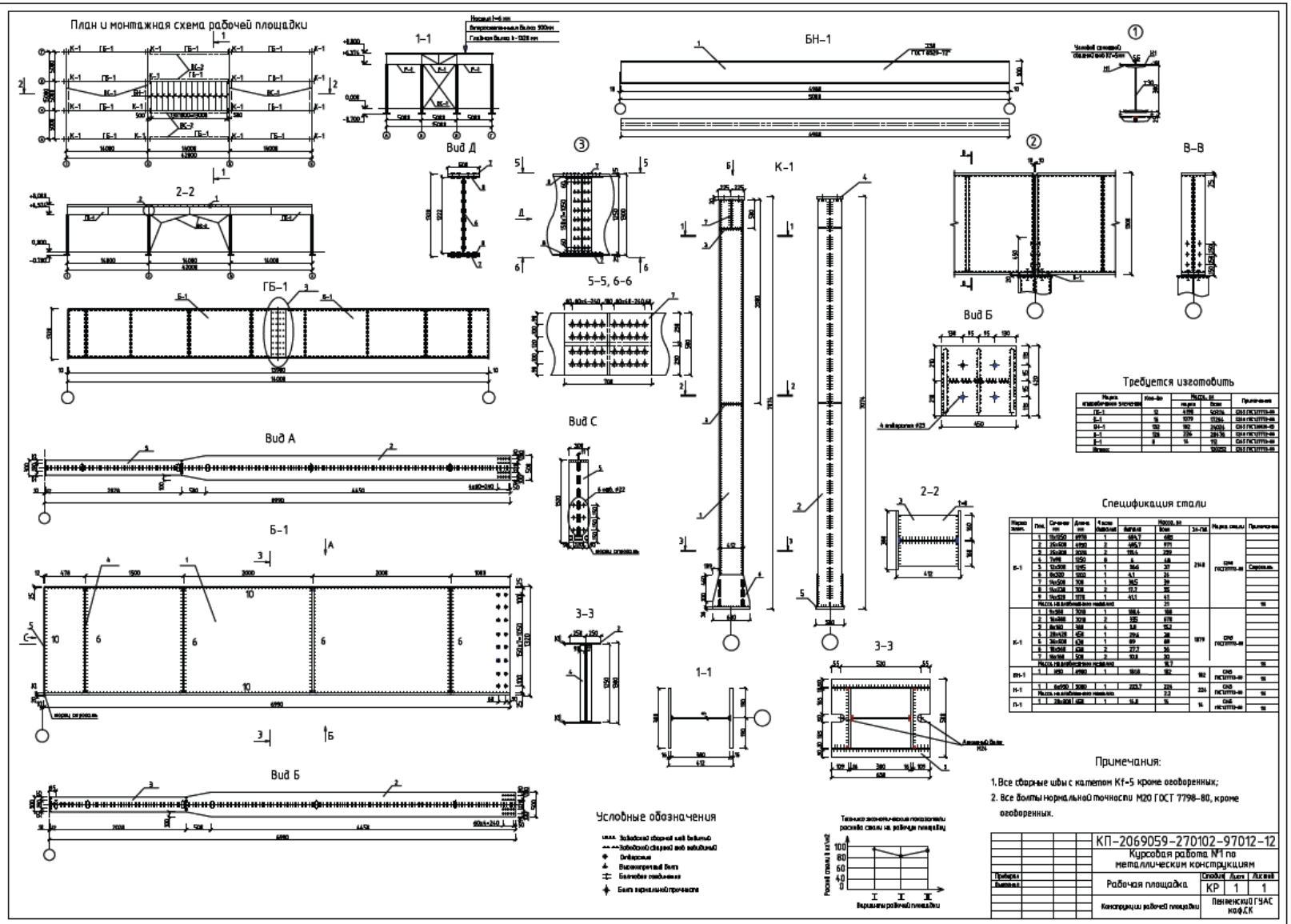
Высокопрочный болт

Болтовое соединение

Болт нормальной прочности

Технико экономические показатели расхода стали на рабочую площадку




План и монтажная схема рабочей площадки
1–1
БН–1
Вид Д
2–2
ГБ–1
5–5, 6–6
К–1
В–В
Вид Б
Вид А
Вид С
Б–1
3–3
1–1
2–2
Вид Б
Условные обозначения
Требуется изготовить
Спецификация стали
Примечания:
1. Все сварные швы с катетом Kf=5 кроме оговоренных;
2. Все болты нормальной точности М20 ГОСТ 7798-80, кроме оговоренных.
КП-2069059-270102-97012-12
Курсовая работа №1 по металлическим конструкциям
Рабочая площадка
Конструкции рабочей площадки
Пензенский ГУАС каф.СК

Приложение 5

Автоматизированное проектирование элементов балочной площадки

1. РАСЧЕТ НАСТИЛА БАЛОЧНОЙ ПЛОЩАДКИ

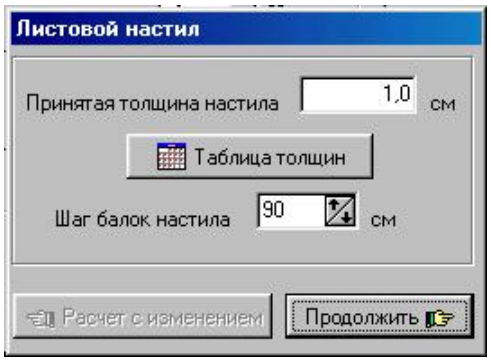
Исходные данные

Временная, равномерно распределенная нагрузка, кН/м^2	24
Предельный относительный прогиб настила $\left[\frac{f_н}{l_н}\right]$	1/150
Материал настила сталь марки	С235
Тип сварки	Ручная
Коэффициент надежности по нагрузке	1,2
Коэффициент надежности по назначению	0,95

Результаты диалога с ЭВМ:

Изменяемые параметры:

Окно ***«Листовой настил».***



Толщина настила принимается согласно таблице в зависимости от нагрузки (в сантиметрах). Кнопка «Таблица толщин» позволяет открыть таблицу для просмотра. Шаг балок настила принимается, в зависимости от толщины настила и марки стали. Возможно уменьшение шага балок настила. При относительно небольшой нагрузке происходит ограничение до 300 см. В дальнейшем при расчете местной устойчивости возможно дополнительное ограничение расстояния.

При любом изменении расчетных характеристик кнопка «Продолжить» становится неактивной. Для продолжения нажмите кнопку *«Расчет с изменением»* для перерасчета.

Результаты расчета

Расчетная нагрузка q= 28,8 кН/м
Принимаем толщину настила t= 10,0 мм
Расчетный пролет l= 93,74 см
Принимаем пролет l= 90,0 см
Нормативный балочный прогиб:
при E1 = 226373,63 МПа
fон= 1,24 см
Нормативный параметр ξ= 2,08
Нормативный прогиб настила fн= 0,596 см
Допустимый прогиб $f_н$ = 0,600 см
Проверка жесткости 0,596 см < 0,600 см
Расчетное значения балочного прогиба fo= 1,49 см
Расчетное значения параметра ξ= 2,3
Изгибающий момент в середине пролета настила M= 1,52 кН*м = 15,19 гН*см
Расчетный распор H= 28,7 гН/см
Проверка прочности 119,8 МПа < 220,0 МПа

2. РАСЧЕТ ПРОКАТНОЙ ДВУТАВРОВОЙ БАЛКИ НАСТИЛА

Исходные данные

Шаг колонн в поперечном направлении, м	6
Класс ответственности здания	II
Толщина настила, мм	10
Временная, равномерно-распределенная нагрузка, кН/м^2	24
Шаг балок настила, см	90
Коэффициент надежности по нагрузке	1,2

Методические указания

Балки настила и вспомогательные балки, проектируемые, как правило, из прокатных двутавров, обычно представляют собой разрезные однопролетные балки на двух опорах.

Опирание балок настила на вспомогательные чаще производят поэтажно. Сопряжение вспомогательных балок с главными осуществляется поэтажно или на одном уровне примыканием к ребрам жесткости.

Номер прокатного двутавра определяют по требуемому моменту сопротивления

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{c_1 R_y \gamma_c},$$

где c_1 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в материале и определяемый по [6, формулы (42) и (43)].

Исходя из условия $f \leq f_u$ (форм. 25 [8]) определяем требуемый момент инерции для балки на которую действует равномерно-распределенная нагрузка

$$I_{\text{тр}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{н}} l^4}{E f_u},$$

где f_u – предельный прогиб и перемещение, устанавливаемые по [8].

В зависимости от $W_{\text{тр}}$ и $I_{\text{тр}}$ по ГОСТ 8239-89* или ГОСТ 26020-83 подбирают требуемый номер двутавра.

Проверку прочности принятого сечения балок производят по формуле

$$\frac{M}{c_1 W R_y \gamma_c} \leq 1.$$

Если учет развития пластических деформаций невозможен [6, п. 5.18], то требуемый момент сопротивления прокатного двутавра определяют, а проверку прочности производят по вышеприведенным формулам при c_1=1.

В необходимых случаях [6, п. 5.15] производится проверка общей устойчивости балок по формуле

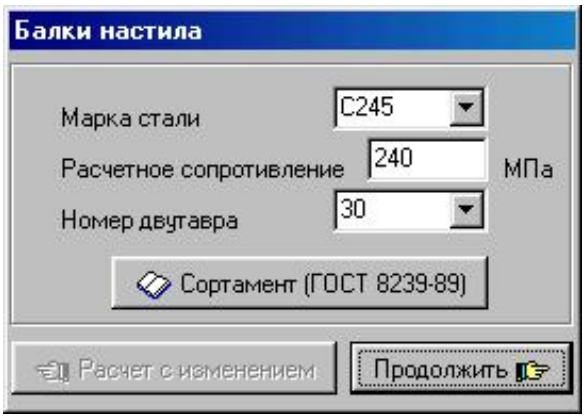
$$\frac{M}{\varphi_b W_c R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где φ_b – коэффициент, учитывающий возможность потери общей устойчивости балки, определяемый по СНиП II-23-81* [6, прил. 7]; W_c – момент сопротивления балки для сжатого пояса.

Результаты диалога с ЭВМ:

Окно «Балки настила».

Марка стали выбирается согласно расчетам оптимального расчетного сопротивления. При изменении марки стали, автоматически происходит изменение расчетного сопротивления в соответствующем окне. Возможно увеличение двутавра.



Результаты расчета

Расчет балки настила

Нормативная погонная распределенная нагрузка qн= 21,8 кН/м
Расчетная погонная распределенная нагрузка q= 27,5 кН/м
Коэффициент C1=1,1
Максимальная изгибающий момент M= 123,58 кН*м=12357,8 кН*см
Оптимальное расчетное сопротивление Ry= 234,0 МПа
Принимаем сталь марки С245 с расчетным сопротивлением Ry=240 МПа
Требуемый момент сопротивления Wтр= 468 см^3
По ГОСТ 8239-89* подбираем двутавр № 30 с характеристиками
Wx=472,0 см^3; bf= 135,0 см; Jx= 7080,0 см^4; qв= 36,5 кг/м
Проверка несущей способности 238,0 МПа < 240,0 МПа
Несущая способность обеспечена с запасом 0,83 %
Проверка жесткости 2,5 см < 3,0 см

3. РАСЧЕТ СОСТАВНОЙ СВАРНОЙ (ГЛАВНОЙ) БАЛКИ

Исходные данные

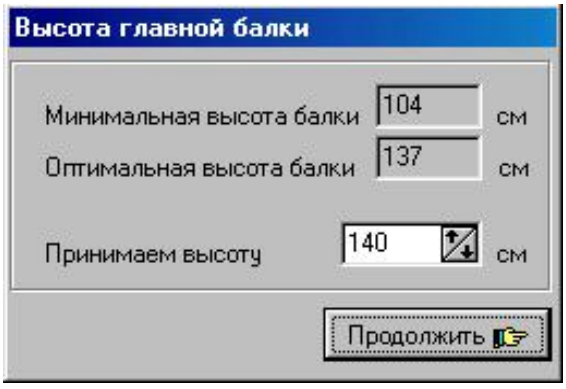
Шаг колонн в продольном направлении, м	16
Шаг колонн в поперечном направлении, м	6
Шаг балок настила, см	90
Временная, равномерно-распределенная нагрузка, кН/м^2	24
Класс ответственности здания	II

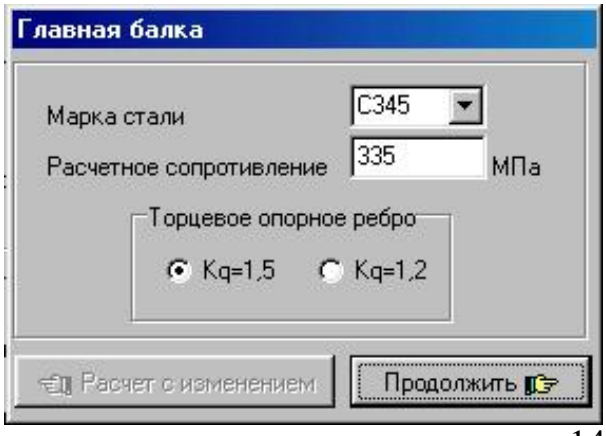
Результаты диалога с ЭВМ:

Окно ***«Высота главной балки»***.

Принимаемая высота балки должна быть близкой оптимальной, но не менее минимальной. Высота балки нормируется согласно СНиП.

50 мм при $h \le 1300$ мм;
100 мм при $h < 1600$ мм;
200 мм при $h > 1600$ мм.





Окно ***«Главная балка».***

Марка стали, выбирается согласно расчетам оптимального расчетного сопротивления. При изменении марки стали, автоматически происходит изменение расчетного сопротивления в соответствующем окне.

Результаты расчета

РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

Нормативная нагрузка qн= 146,46 кН/м
Расчетная нагрузка q= 174,71 кН/м

Торцовое опорное ребро Kq= 1,5

Максимальный изгибающий момент M= 5590,8 кН*м
Опорная реакция Q= 1397,7 кН

Оптимальное расчетное сопротивление стали Ry= 274,62 МПа
Ограничение расчетного сопротивления стали Ry= 357,50 МПа
Принимаемая марка стали С345 с расчетным сопротивлением Ry= 335,0 МПа
Расчетное сопротивление стали сдвигу Rs= 194,3 МПа

Требуемый упругий момент сопротивления Wтр= 16688,83 см3
Max допустимая гибкость стенки:
Л1= 136,39
Л2= 574,23
Принимаем минимальное значение Л=136,39

Минимальная высота балки hmin=103,5 см
Оптимальная высота стенки hef=131,5 см
Оптимальная высота балки hopt=136,8 см
Принимаем высоту балки H=140,0 см

Принимаем высоту стенки hef=135,0 см

Требуемая толщина стенки tw1=0,96 см
Требуемая толщина стенки tw2=0,77 см
Минимальная толщина стенки из условия на срез tw3=1,12 см
Максимальная толщина стенки из трех условий tw=1,12 см
Принимаем толщину стенки tw=1,2 см

Требуемая толщина полки tf=2,24 см
Принимаем толщину полки tf=2,5 см

Условная гибкость $\overline{Л}$=4,54
Требуемая площадь Af=96,6 см2
Требуемая ширина полки bf=38,65 см
Принимаем ширину полки bf=40,00 см

Момент инерции сечения J=1191350,0 см4
Момент сопротивления сечения W=17019,3 см3

Напряжения равны Sigma=328,5 МПа < Ry

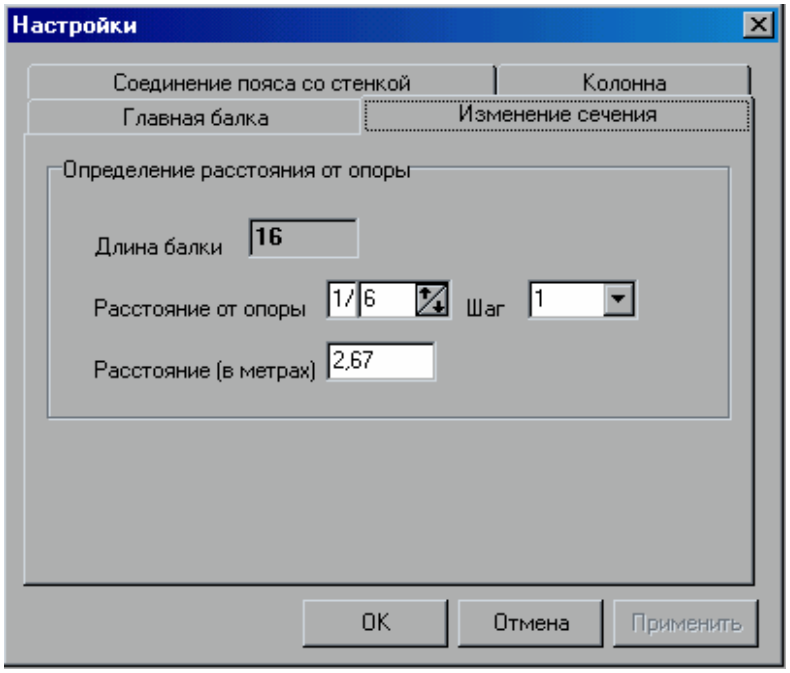
3.1. Расчет изменения сечения главной балки

Исходные данные

Шаг колонн в продольном направлении, м	16
Высота главной балки, м	1,4
Равномерно-распределенная нагрузка на балку, кн/м^2	24
Класс ответственности здания	II

Результаты диалога с ЭВМ:

Окно «***Настройки***» представляет собой четыре вложенные папки: «Главная балка», «Изменение сечения», «Соединение пояса со стенкой» и «Колонна».



Папка «Изменение сечения» позволяет изменять следующие величины: «Расстояние от опоры». Изменение данной величины изменяет значение в окне «Расстояние (в метрах)». Для округления расстояния увеличьте количество знаков после запятой у дроби. Для этого уменьшите шаг. Окно «Длина балки» недоступно для форматирования (возможно форматирование через исходные данные).

Результаты расчета

ИЗМЕНЕНИЕ СЕЧЕНИЯ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

Место изменения сечения принято на расстоянии X= 2,67 м

Расчетный изгибающий момент M= 3106,0 кН*м
Требуемый момент сопротивления Wтр= 10907,7 см^3
Требуемый момент инерции Jтр= 763541,2 см^4
Момент инерции стенки Jw= 246037,5 см^4
Момент инерции поясных листов Jf= 517503,7 см^4

Принимаем пояс в измененном сечении 220,0 см
Площадь поперечного сечения Af= 55,0 см^2

Момент инерции балки в месте изменения сечения J1= 765959,4 см^4
Момент инерции в месте изменения сечения W1= 10942,3 см^3
Нормальное напряжение в месте изменения сечения Sigma_1= 283,9 МПа

Поперечная сила в месте изменения сечения Q1= 931,8 кН
Поперечная сила на опоре Q= 1397,7 кН

Наибольшие касательные напряжения по нейтральной оси tau= 99,1 МПа
Статический момент полусечения Sx= 6515,00 см^3

Нормальное напряжение на уровне поясного шва Sigma1= 273,7 МПа
Касательное напряжение на уровне поясного шва tau= 38,3 МПа
Приведенное напряжение Sigma_red= 281,7 МПа

3.2. Расчет соединения поясов балки со стенкой

Исходные данные

Тип сварки	Ручная

Результаты диалога с ЭВМ:

Окно ***«Соединение пояса балки со стенкой»***.

При необходимости изменения коэффициентов сварки нажмите кнопку «СНиП II-2381*». При выходе из СниП коэффициенты изменятся автоматически.

Результаты расчета

РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЯ ПОЛКИ СО СТЕНКОЙ

Высота катета сварного шва из условия обеспечения прочности его на сдвиг:

– по металлу шва Kq= 2,49 мм

– по металлу границы сплавления Kq= 1,74 мм

Высота катета сварного шва с учетом местных напряжений:

– по металлу шва Kq= 4,42 мм

– по металлу границы сплавления Kq= 3,09 мм

Максимальный катет шва Kq= 9,00 мм

3.3. Конструкция и расчет опорных частей балок

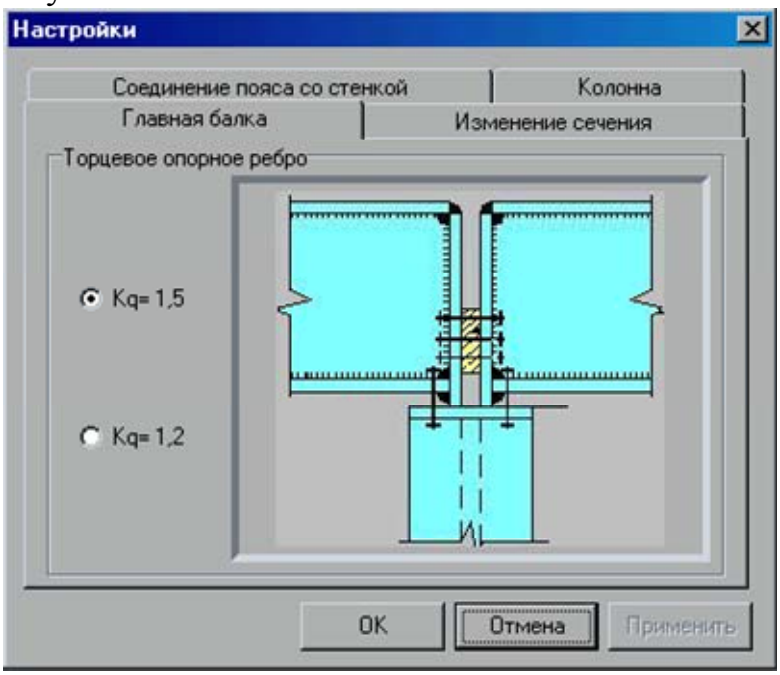
Исходные данные

Марка стали	С345

Результаты диалога с ЭВМ:

Окно «***Настройки***» представляет собой четыре вложенные папки: «Главная балка», «Изменение сечения», «Соединение пояса со стенкой» и «Колонна».

Папка «Главная балка» позволяет изменять способ опирания главной балки на колонну.



Результаты расчета

Конструкция и расчет опорной части балки

Площадь смятия торца опорного ребра Ap= 29,12 см^2

Ширина опорного ребра bh= 22,0 см
Принимаем толщину опорного ребра ts= 1,4 см

Расчетная площадь опорного сечения балки As= 54,01 см^2

Момент инерции относительно оси X-X Jx= 1245,1 см^4
Радиус инерции условной опорной стойки ix= 4,80 см

Гибкость опорной стойки lamda_x= 28,1
Коэффициент продольного изгиба fi= 0,923

Проверка устойчивости опорной части балки Sigma=280,5 МПа<335,0 МПа

3.4. Обеспечение местной устойчивости элементов балки

Исходные данные

Равномерно-распределенная нагрузка, кН/м	24
Шаг колонн в продольном направлении, м	16

Результаты диалога с ЭВМ:

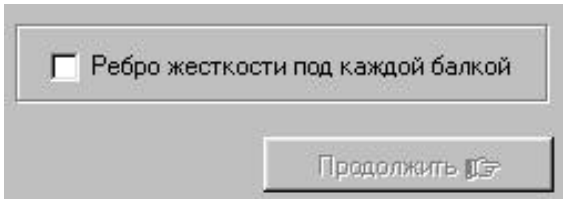
Окно ***«Изображение главной балки с расположением ребер жесткости»***.

Ребра жесткости расставляются приблизительно через балку настила. Если местная устойчивость не обеспечена, то необходимо ребра жесткости расположить под каждой балкой настила.

Местная устойчивость проверяется в трех сечениях: на опоре, в месте изменения сечения и в середине балки.

Расставляйте ребра жесткости до тех пор, пока максимальное расстояние, согласно рисунку, будет меньше либо равно максимальному согласно СНиП. После размещения ребер жесткости нажмите кнопку *«Принять рисунок»*, если не выполняется условие местной устойчивости, программа выдаст дополнительную информацию. В случае выполнения условия становится активной кнопка *«Продолжить»*.

Если установить флажок напротив надписи *«Ребро жесткости под каждой балкой»,* ребра жесткости автоматически устанавливаются под каждой балкой настила, и кнопка *«Продолжить»* становится активной.



Результаты расчета

МЕСТНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ

Напряжения в отсеке между крайним ребром жесткости и краем балки:

Растояние от края балки до места проверки напряжений X= 0,68 м

Максимальный изгибающий момент в отсеке M= 903,6 кН*см
Опорная реакция на расстоянии X Q= 1279,8 кН

Напряжения в стенке балки на уровне поясных швов на расстоянии от опоры X:
- нормальные напряжения Sigma= 79,6 МПа
- средние касательные напряжения tau= 79,0 МПа
- местные напряжения Sigma_loc= 98,6 МПа

Критическое нормальное напряжение Sigma_cr= 1003,6 МПа
Критическое местное напряжение Sigma_loc_cr= 215,4 МПа
Критическое касательное напряжение tau_cr= 126,4 МПа
Устойчивость стенки 0,824 < 1

Напряжения в месте изменения сечения:

Расстояние от края балки до места проверки напряжений X= 2,67 м

Максимальный изгибающий момент в отсеке M= 3106,0 кН*см
Опорная реакция на расстоянии X Q= 931,8 кН

Напряжения в стенке балки на уровне поясных швов на расстоянии от опоры X:
- нормальные напряжения Sigma= 273,7 МПа
- средние касательные напряжения tau= 57,5 МПа
- местные напряжения Sigma_loc= 98,6 МПа

Критическое нормальное напряжение Sigma_cr= 818,2 МПа
Критическое местное напряжение Sigma_loc_cr= 240,3 МПа
Критическое касательное напряжение tau_cr= 138,8 МПа
Устойчивость стенки 0,853 < 1

Напряжения в середине балки:

Расстояние от края балки до места проверки напряжений X= 8,00 м

Максимальный изгибающий момент в отсеке M= 5590,8 кН*см

Опорная реакция на расстоянии X Q= 0,0 кН

Напряжения в стенке балки на уровне поясных швов на расстоянии от опоры X:
- нормальные напряжения Sigma= 316,8 МПа
- средние касательные напряжения tau= 0,0 МПа
- местные напряжения Sigma_loc= 98,6 МПа

Критическое нормальное напряжение Sigma_cr= 543,5 МПа
Критическое местное напряжение Sigma_loc_cr= 514,9 МПа
Критическое касательное напряжение tau_cr= 263,5 МПа
Устойчивость стенки 0,774 < 1

4. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

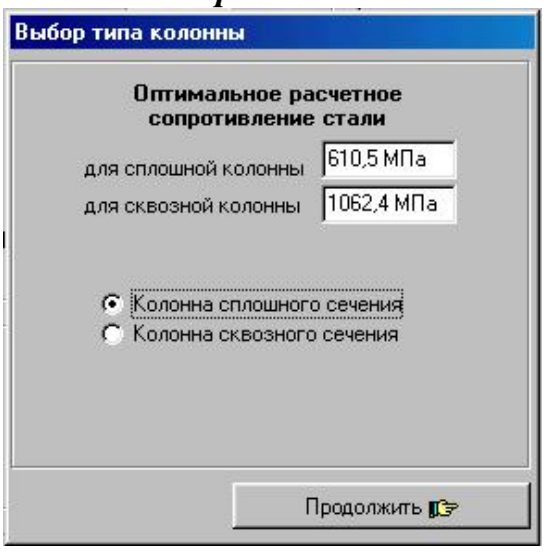
Исходные данные

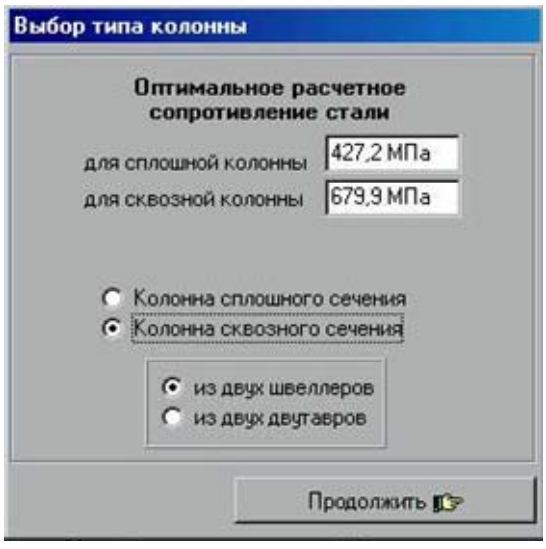
Шаг колонн в продольном направлении, м	16
Шаг колонн в поперечном направлении, м	6
Класс ответственности здания	II
Толщина настила, мм	10
Временная, равномерно-распределенная нагрузка, кН/м^2	24
Шаг балок настила, см	90
Коэффициент надежности по нагрузке	1,2

Результаты диалога с ЭВМ:

Изменяемые параметры:

Окно ***«Выбор типа колонны»***.





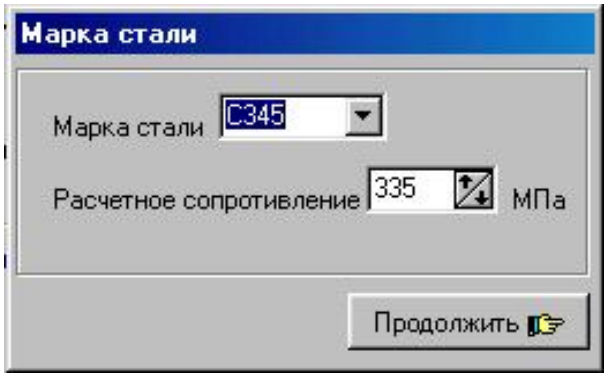
Оптимальные расчетное сопротивление зависят от величины нагрузки. Окно позволяет выбрать тип сечения колонны. Выбор колонны сквозного сечения возможно только при величине оптимального расчетного сопротивления меньше 700Мпа.

Иначе использование колонны сквозного сечения не эффективно, а в некоторых случаях и невозможно.

При выборе колонны сквозного сечения предлагается выбор прокатного профиля: швеллер (по умолчанию), двутавр.

Окно ***«Марка стали колонны»***.

Окно позволяет изменить, предлагаемую марку стали колонны.



РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Продольная сила действующая на колонну N= 3020,5 кН

Высота колонны Hk= 7390,0 мм
Приведенная длина:
- lef_x= 5,17 м
- lef_y= 7,39 м

РАСЧЕТ СПЛОШНОЙ КОЛОННЫ

Оптимальное расчетное сопротивление стали Ry= 610,49 МПа
Принимаемая марка стали С345 с расчетным сопротивлением Ry= 335,0 МПа
Площадь сечения колонны A= 123,18 см^2
Условная гибкость стержня _lamda= 2,50
Гибкость стенки lamda_uw= 51,47
Гибкость полки lamad_uf= 30,26
Ширина полки b= 400 мм
Высота стенки hef= 400 мм
Толщина стенки tw= 8 мм
Толщина полки tf= 14 мм
Расчетная площадь сечения стержня A= 144,0 см^2
Момент инерции Jy= 14933,3 см4

Радиус инерции iy= 11,01 см
Гибкость стержня lamda_y= 67,12
Коэффициент продольного изгиба fi= 0,700
Несущая способность сечения Sigma= 299,5 < Ry= 335,0 МПа

4.1. Расчет сквозной колонны

Исходные данные

Шаг колонн в поперечном направлении, м	6
Класс ответственности здания	II
Толщина настила, мм	10
Временная, равномерно-распределенная нагрузка, кН/м^2	10
Шаг балок настила, см	120
Коэффициент надежности по нагрузке	1,2

Результаты диалога с ЭВМ: *(*см Сплошную колонну*)*

РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Продольная сила действующая на колонну N= 1308,9 кН

Высота колонны Hk= 7602,0 мм
Приведенная длина:
- lef_x= 5,32 м
- lef_y= 7,60 м

РАСЧЕТ СКВОЗНОЙ КОЛОННЫ

Оптимальное расчетное сопротивление стали Ry= 679,9 МПа
Принимаемая марка стали С375 с расч. сопротивлением Ry= 365 МПа
Площадь сечения колонны A= 48,51 см^2
Колонна из двух швеллеров
Площадь колонны согласно сортаменту A= 53,40 см^2
Гибкость относительно X-X lamda= 59,86
Коэффициент продольного изгиба fi= 0,746
Несущая способность сечения Sigma= 328,4 < Ry= 365,0 МПа

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Металлические конструкции [Текст]: учебник для вузов / под ред. Ю.И. Кудишина.– 9-е изд., стер. – М.: Издательский центр «Академия», 2007. – 688 с.

2. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Общая часть [Текст]: справочник проектировщика / под общей ред. В.В. Кузнецова. – М.: Изд-во АСВ, 1998. – 576 с.

3. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – М., 2011. – 134 с.

4. Мандриков, А.П. Примеры расчета металлических конструкций [Текст]: учеб. пособие для техникумов / А.П. Мандриков. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 431 с.

5. СНиП 2.03.01.84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [Текст] /Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 89 с.

6. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования [Текст] /Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1990, – 96 с.

7. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования [Текст] / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.

8. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения) [Текст] / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 8 с.

9. Соболев, Ю.В. Стальная балочная площадка. Прямой метод расчета [Текст]: учеб. пособие / Ю.В. Соболев, В.С. Абрашитов, С.А. Ращепкина. – Пенза: ПГАСА, 1996. – 88 с.

10. Туманов, В.А. Проектирование стальных балок [Текст]: учеб. пособие / В.А. Туманов, Ф.В. Васильков, Н.И. Ляпин. – Пенза: Пензенский госуд. архит.-строит. ин-т, 1994. – 101 с.

О Г Л А В Л Е Н И Е

ВВЕДЕНИЕ ... 3
ПРЕДИСЛОВИЕ ... 4
1. БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ... 5
2. НАСТИЛ ... 9
3. БАЛКИ НАСТИЛА И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ БАЛКИ ... 16
4. ГЛАВНЫЕ БАЛКИ ... 27
4.1. Компоновка главных балок ... 27
4.2. Последовательность подбора поперечного сечения балки ... 31
4.3. Определение мест изменения сечения балок ... 37
4.4. Расчет соединения поясов балки со стенкой. ... 41
4.5. Проверка общей устойчивости балок ... 44
4.6. Обеспечение местной устойчивости элементов балки ... 45
4.7. Конструкция и расчет опорных частей балок ... 53
4.8. Монтажные стыки составных главных балок ... 57
5. КОЛОННЫ ... 67
5.1. Типы колонн ... 67
5.2. Выбор расчетной схемы и типа колонны ... 69
5.3. Подбор сечения и конструирование стержня колонны. ... 69
5.4. Расчет оголовка колонны ... 84
5.5. Базы колонн ... 91
ПРИЛОЖЕНИЯ ... 109
Приложение 1. Сортамент ... 110
Приложение 2. Нормативное и расчетные сопротивления стали ... 124
Приложение 3. Коэффициенты φ для элементов с расчетным сопротивлением R_y, МПа ... 125
Приложение 4. Графическое оформление работы ... 129
Приложение 5. Автоматизированное проектирование элементов балочной площадки ... 138
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК ... 151

Учебное издание

Абрашитов Валентин Султанович

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ РАБОЧИХ ПЛОЩАДОК
Учебное пособие

Р е д а к т о р В.С. Кулакова
В е р с т к а Н.А. Сазонова

Подписано в печать 9.12.12. Формат 60×84/16.
Бумага «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 8,835. Уч.-изд. л. 9,5. Тираж 80 экз.
Заказ №3.

Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.