

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ  
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»  
(КазГАСУ)

Кафедра железобетонных и каменных конструкций

## РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ БАЛОК И КОЛОНН.

Методические указания  
к практическим занятиям по дисциплине  
“Строительные конструкции”

Для студентов по направлению подготовки 08.03.01 "Строительство"

КАЗАНЬ 2015 г.

Составитель: К.А. Фабричная.

УДК 624.012

Расчёт стальной балки. Методические указания к практическим занятиям по дисциплине “Строительные конструкции” для студентов по направлению подготовки 08.03.01 "Строительство"/ Казанский государственный архитектурно-строительный университет; Составитель К.А. Фабричная. Казань, 2015. – 25 с.

Методические указания содержат рекомендации и численные примеры по расчёту стальных прокатных и составных балок и колонн. Методические указания предназначены для выполнения практических занятий по дисциплине “Строительные конструкции” по направлению подготовки "Строительство", а также могут быть использованы при выполнении дипломных проектов. В приложении в табличной форме приведены необходимые для расчётов справочные данные в соответствии с требованиями норм проектирования и стандартами на прокатную сталь.

Рассмотрена и утверждена на заседании кафедры железобетонных и каменных конструкций КГАСУ (протокол № \_\_\_\_ от “\_\_” \_\_\_\_\_ 2015г.)

Илл. 10; табл. 8.

©Фабричная К.А., 2015

© Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2015

## **Введение. Основные положения расчета металлических конструкций**

Строительные стали и алюминиевые сплавы представляют собой однородные материалы, подчиняющиеся закону Гука, и их расчет осуществляют по формулам сопротивления материалов (с некоторыми уточнениями, учитывающими пластические деформации сталей).

### **Структура расчетных формул.**

**Расчет по первой группе предельных состояний** выполняется для всех металлических конструкций, подвергающихся силовым или агрессивным воздействиям внешней среды.

### **Расчет по прочности**

В основу расчета по прочности положено условие (1):

$$\text{напряжение}(S) = \frac{\text{усилие}(N, M)}{\text{геометрическая характеристика}(A, W)} \leq \frac{Rg_c}{g_n} \quad (1)$$

где  $N$  — продольная сила при растяжении;  $M$  — изгибающий момент при изгибе. Геометрическая характеристика, зависящая от распределения напряжений по сечению элемента ( $A$  — площадь при равномерном распределении;  $W$  — упругий или упругопластический момент сопротивления при изгибе);  $R$  — расчетное сопротивление металла;  $\gamma_c$  — коэффициент условий работы, а  $\gamma_n$  — коэффициент надежности по назначению сооружения.

Т.е. наибольшие возникающие в элементе от внешних расчетных нагрузок и воздействий напряжения не должны превышать расчетного сопротивления материала, которое гарантирует предотвращение потери несущей способности от разрушения материала, потери устойчивости или усталости. Помимо выполнения данного условия необходимо стремиться к тому, чтобы напряжения в сечении были близки к установленным расчетным сопротивлениям. Это дает возможность избежать перерасхода материалов и получать экономичную конструкцию.

**Общая и местная устойчивость.** Для большинства металлических конструкций очень важный фактор — устойчивость, поскольку в сжатых элементах возможна потеря несущей способности не за счет разрушения материала, а за счет потери устойчивости при нагрузках, значительно меньших, чем требу-

ются на разрушение металла. Различают два основных типа потери устойчивости — общую и местную. Общая потеря устойчивости — это такое явление, когда при нагрузке, превышающей некоторое критическое значение, происходит потеря первоначальной формы конструкции, при этом она изгибается или закручивается. Местная потеря устойчивости — такое явление, когда весь элемент в целом сохраняет первоначальную форму, а отдельные сжатые элементы (пластинки) теряют форму, искривляясь в составе конструкции. Местная потеря устойчивости, как правило, предшествует общей потере устойчивости, поэтому расчетом проверяют как правило местную устойчивость элементов сечения из условия (2):

$$\frac{\text{ширина или высота пластинки}}{\text{толщина пластинки}} \leq k \quad (2)$$

Величина коэффициента  $k$  зависит от марки стали, гибкости элемента (типа поперечного сечения), вида пластинки (полка или стенка), типа конструкции и действующей нагрузки.

**Расчет по второй группе предельных состояний** должен обеспечить недопущение чрезмерного развития деформации (прогибов, углов поворота) и колебаний конструкций. Чаще всего расчет металлических конструкций сводится к проверке прогиба. В этом случае расчетная формула принимает следующий вид:

$$\frac{f}{l} \leq \frac{f_u}{l} \quad (3)$$

где  $f/l$  — относительный прогиб конструкции, определяемый в результате расчета от действия нормативных нагрузок с учетом нормативного сопротивления металла;  $f_u/l$  — предельно допустимый относительный изгиб, определяемый нормами;  $l$  — пролет изгибаемой конструкции.

Расчеты стальных конструкций выполняют согласно указаниям СП 16.13330.2011 (СНиП II-23-81\*) Стальные конструкции [1].

## Тема 1. Расчёт стальной прокатной балки

Прокатные балки применяют для перекрытия небольших пространств конструктивными элементами ограниченной несущей способности, что связано с имеющейся номенклатурой выпускаемых прокатных профилей.

### **1.1. Подбор сечения**

Исходными данными для подбора сечения прокатной балки являются геометрические и силовые параметры, а также дополнительные факторы. Геометрические параметры – это схема расположения балок, их пролёт и шаг; силовые – это интенсивность постоянной и технологической нагрузок. К дополнительным факторам относятся условия эксплуатации, тип профиля поперечного сечения и др.

Проектирование и расчёт начинают с анализа предполагаемой конструктивной схемы сооружения или его фрагмента. В результате формируется расчётная схема балки с указанием типов, мест приложения и интенсивности нагрузок. Далее определяют расчётные усилия в форме изгибающих моментов и перерезывающих сил.

При изгибе балки в одной плоскости и упругой работе стали номер прокатного профиля определяют по требуемому моменту сопротивления:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y g_c}, \quad (1.1)$$

где  $R_y$  – расчётное сопротивление стали (приложение №1);

$g_c$  – коэффициент условий работы.

В соответствии с принятым типом сечения (двутавр, швеллер и др.) по сортаменту выбирают ближайший номер профиля, у которого  $W > W_{req}$ . Принимая во внимание, что при определении расчётных усилий нагрузка от собственного веса балки либо не учитывалась, либо принималась приблизительно, следует выполнить корректировку расчёта с учётом собственного веса балки

При учёте развития пластических деформаций для балок из стали с пределом текучести до 530 МПа расчёт можно выполнять по формуле

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{c_1 R_y g_c}, \quad (1.2)$$

где коэффициент  $c_1$ , учитывающий развитие пластических деформаций, в учебных целях можно принять равным 1,12.

## 1.2. Проверка назначенного сечения

Проверки несущей способности и деформативности балки по первой и второй группам предельных состояний следует выполнять по уточнённым нагрузкам и фактическим геометрическим характеристикам.

**Проверки на прочность** выполняют в точках, где развиваются наибольшие в пределах балки нормальные или касательные напряжения. Как правило, это сечения с максимальным моментом, с максимальной поперечной силой, а также сечения, где приложены сосредоточенные внешние силы.

Проверку на прочность выполняют по следующим формулам:

- В сечениях с  $M = M_{max}$

$$\frac{M_{max}}{W_{n,min} R_y g_c} \leq 1, \quad (1.3)$$

при учёте пластических деформаций следует учесть коэффициент  $c_1$ :

$$\frac{M_{max}}{c_1 W_{n,min} R_y g_c} \leq 1, \quad (1.4)$$

- В сечениях с  $Q = Q_{max}$

$$\frac{Q_{max} S}{I t R_s g_c} \leq 1, \quad (1.5)$$

Для балок, рассчитываемых с учётом пластических деформаций, а также в опорных сечениях балок

$$\frac{Q_{max} S}{t h R_s g_c} \leq 1, \quad (1.6)$$

где  $t$  и  $h$  – толщина и высота стенки балки.

Если проверки на прочность не удовлетворяются, то необходимо принять следующий профиль по сортаменту и выполнить проверки вновь.

### **Проверки общей и местной устойчивости**

для прокатных балок могут не выполняться, т.к.:

- а) общая устойчивость балки обеспечена настилом, опирающимся на её сжатый пояс;

б) местную устойчивость прокатных балок не проверяют, поскольку она обеспечена большими толщинами элементов. Что связано с технологией прокатки.

**Проверка деформативности (жёсткости).** Прогибы не должны превышать предельных значений, установленных нормами проектирования

$$f_{\max} \leq f_u, \quad (2.7)$$

Формула для вычисления максимального прогиба балки зависит от схемы нагружения и опирания. Так для свободно опертой на двух опорах балки, нагруженной равномерно распределённой нагрузкой максимальный прогиб определяется по формуле

$$f_{\max} = \frac{5}{48} \frac{M_{n,\max} l^2}{EI}, \quad (2.8)$$

Необходимо обратить внимание на то, что  $f_{\max}$  определяется от действия нормативных нагрузок.

При невыполнении проверки на жёсткость необходимо увеличить сечение балки и снова определить  $f_{\max}$ .

### 1.3. Пример расчёта

Подобрать сечение однопролётной шарнирно опертой балки настила из прокатного двутавра. по исходным данным из табл. 1. Пролёт – 6,0 м, нагрузка равномерно распределённая: временная от оборудования  $p_n = 26$  кН/м, постоянная  $q_n = 1$  кН/м. Рекомендуемая для использования марка стали С245 ( $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup>., см. табл 1 Приложения)

**Шаг 1.** Выполним предварительный подбор сечения балки без учёта её собственного веса.

#### 1.1 Расчётная погонная нагрузка на балку

$$q = p_n \cdot \gamma_{fp} + q_n \cdot \gamma_{fq} = 26 \cdot 1,2 + 1 \cdot 1,05 = 32,25 \text{ кН/м},$$

где  $\gamma_{fp} = 1,2$ ,  $\gamma_{fq} = 1,05$  – коэффициенты надёжности по нагрузке для временной и постоянной нагрузок [2].

1.2 Изгибающий момент (рис. 1) и требуемый момент сопротивления (при  $\gamma_c=1$ ) будут равны:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{32,25 \times 6^2}{8} = 145,13 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{c_1 R_y g_c} = \frac{145,13 \cdot 10^2}{1,12 \times 24} = 539,92 \text{ см}^3;$$

Назначаем двутавр № 33 по ГОСТ 8239-89\* с характеристиками сечения (приложение № 4):

$W = 597 \text{ см}^3$ ,  $I_x = 9840 \text{ см}^4$ ,  $S = 339 \text{ см}^3$ ,  $t_w = 0,7 \text{ см}$ , собственный вес погонного метра профиля  $m = 42,2 \text{ кг/м}$ .

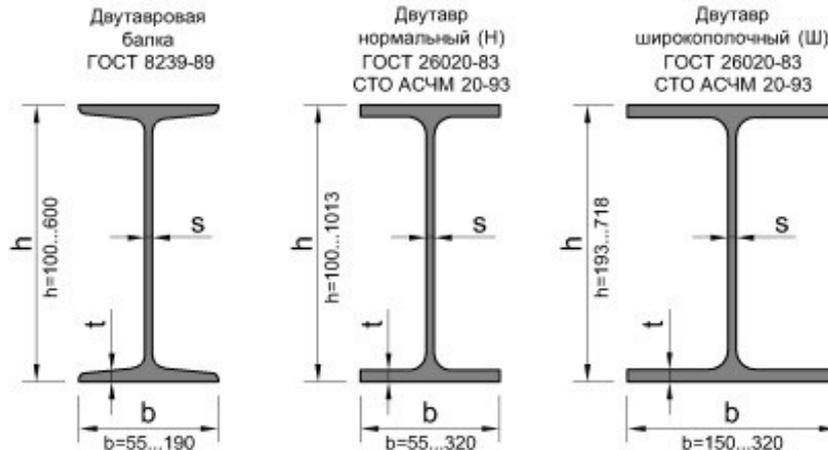


Рис.1.2 Виды прокатных двутавров, которые используются как балки.

**Шаг 2.** Уточним значение момента с учетом собственного веса балки.

Нагрузка от собственного веса балки составит:

$$q_{nb} = 42,2 \times 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,414 \text{ кН/м.}$$

Нормативная нагрузка на балку:

$$q_n = 26 + 1 + 0,414 = 27,41 \text{ кН/м,}$$

Расчётная нагрузка на балку:

$$q = 32,25 + 0,414 \times 1,05 = 32,69 \text{ кН/м,}$$

Расчётные усилия в балке равны:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{32,69 \times 6^2}{8} = 147,8 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$Q_{max} = \frac{ql}{8} = \frac{32,69 \times 6}{8} = 98,0 \text{ кН;}$$

Момент от нормативных усилий для проверки прогиба:

$$M_n = \frac{ql^2}{8} = \frac{27,41 \times 6^2}{8} = 123,4 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

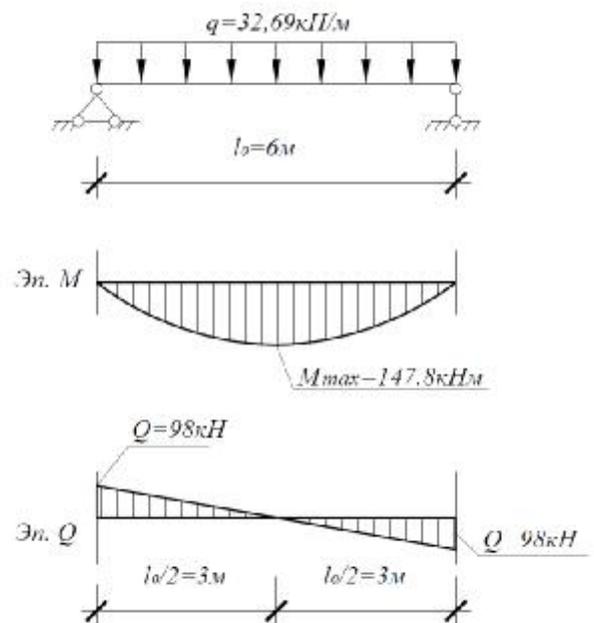


Рис.1.3 Расчетная схема и усилия в балке

### **Шаг 3. Проверка несущей способности выбранного сечения балки:**

а) прочность

на действие изгибающего момента:

$$\frac{M_{\max}}{c_1 W R_y g_c} = \frac{147,08 \cdot 10^2}{1,12 \times 597 \times 24} = 0,933 \leq 1,$$

на действие перерезывающей силы:

$$\frac{Q_{\max} S}{I t R_s g_c} = \frac{98,05 \times 339}{9840 \times 0,7 \times 13,92} = 0,347 \leq 1,$$

где  $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \times 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$ .

Прочность балки обеспечена.

б) общая устойчивость балки обеспечена настилом, опирающимся на её сжатый пояс;

в) местную устойчивость прокатных балок не проверяют, поскольку она обеспечена большими толщинами элементов. Что связано с технологией прокатки.

### **Шаг 4. Проверка жёсткости балки:**

$$f_{\max} = \frac{5}{48} \frac{M_n l^2}{E I} = \frac{5}{48} \frac{123,4 \cdot 10^2 \times (600)^2}{2,06 \cdot 10^4 \times 9840} = 2,28 \text{ см} \leq f_u = 3 \text{ см},$$

где  $M_n$  - момент от нормативной нагрузки;  $E = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$  – модуль упругости материала балки (стали);  $f_u = 1/200 = 600/200 = 3 \text{ см}$  - предельно допустимый прогиб [2].

Жёсткость балки обеспечена.

Таблица 1 Исходные данные для расчёта стальных прокатных балок

№№ вариан- тов задач	Пролёт балки l, м	Временная нагрузка от оборудования $p_n$ , кН/м	Постоянная нагруз- ка от настила $q_n$ , кН/м	Марка стали по ГОСТ 27772-88
1	2	3	4	5
1	5,2	24,8	3,4	C 235
2	5,4	24,6	3,8	C 245
3	5,6	24,2	2,2	C 255
4	5,8	23,8	3,2	C 275
5	6,0	23,4	2,8	C 285
6	6,2	23,8	2,6	C 345
7	6,4	27,2	2,2	C 375
8	6,6	25,2	3,8	C 235
9	6,8	25,6	3,6	C 245
10	7,0	25,8	3,8	C 255
11	5,2	22,0	3,0	C 275
12	5,4	24,2	2,6	C 285
13	5,6	30,4	4,4	C 345
14	5,8	24,6	2,9	C 375
15	6,0	31,8	4,8	C 235
16	6,2	19,2	3,2	C 245
17	6,4	18,4	3,4	C 255
18	6,6	25,6	2,6	C 275
19	6,8	25,4	2,0	C 285
20	7,0	23,2	3,2	C 345
21	5,6	23,4	3,4	C 375
22	5,8	16,6	3,6	C 245
23	6,0	19,8	3,8	C 255
24	6,2	24,8	2,8	C 275
25	6,4	17,8	2,2	C 285

## Тема 2. Расчёт стальной составной балки

В тех случаях, когда требуются конструкции, жёсткость и несущая способность которых превышает возможности прокатных профилей, используют составные балки. Они состоят из трёх элементов – верхнего и нижнего поясов, объединённых тонкой стенкой, см рис. 2.1

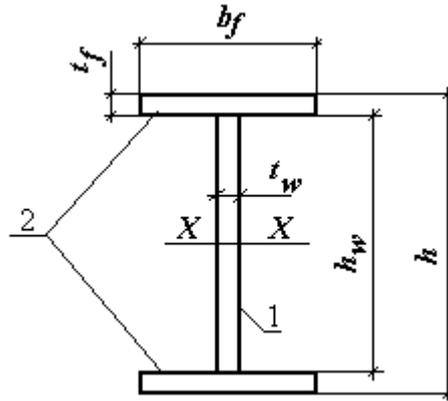


Рис. 2.1 Параметры сечения составной балки (1-стенка, 2-пояса)

### 2.1. Подбор сечений элементов балки

Исходными данными для подбора сечения составной балки, также как и для прокатной, являются геометрические и силовые параметры, а также дополнительные факторы.

#### Высота балки.

Жёсткость балки главным образом зависит от её высоты. Наименьшую высоту балки, при которой она будет удовлетворять условиям жёсткости, называют *минимальной высотой*. Для шарнирно опертой балки с равномерно распределенной нагрузкой этот параметр определяется по формуле:

$$h_{\min} = \frac{10}{48} \frac{l^2 R_y g_c}{E f_u} \frac{M_n}{M}, \quad (2.1)$$

Прочность балки зависит от её момента сопротивления. Однако с одинаковыми моментами сопротивления можно сделать сколько угодно балок с разными высотами и, следовательно, с различной материалоемкостью. При проектировании нужно определять высоту, при котором расход металла будет минимальным. Такая высота называется *оптимальной*

$$h_{\text{opt}} = k \sqrt[3]{W I_w}, \quad (2.2)$$

Коэффициент  $k$  принимают для сварных балок равным 1,15...1,2. Для назначения параметра гибкости стенки  $\lambda_w = h / t_w$  требуется знать толщину стенки и высоту балки, которые пока ещё не определены, можно пользоваться данными таблицы 2. При этом предварительная высота балки  $h$  принимается как 1/10..1/13 ее пролета.

Таблица 2. Рекомендуемые толщины стенок балок, в зависимости от их высоты.

$h$ , м	1	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
$t_w$ , мм	8..10	10..12	12..14	16..18	20..22	22..24
$h / t_w$	100..125	125..150	145..165	165..185	185..200	210..230

Наконец высота балки связана с условиями перевозки и со строительной высотой конструкции, включающих эту балку. Эту высоту называют *максимальной*. Так предельная высота с учетом железнодорожных перевозок составляет 3,75 м [3]. С других позиций предельная высота балки определяется (см рис. 2.2) строительной высотой перекрытия, в составе которого находится балка, при этом  $h_{max} = h_b$

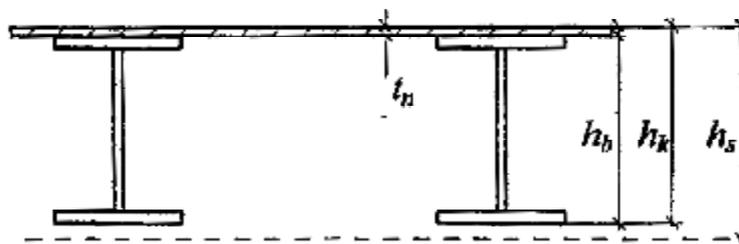


Рис. 2.2 К определению конструктивной высоты балки ( $h_s$ -строительная высота перекрытия,  $t_n$  -толщина настила).

### Параметры стенки балки.

Высоту стенки можно принять как наибольшую из полученных высот  $h_{min}$  или  $h_{opt}$ , но не более  $h_{max}$ .

Минимальную толщину стенки устанавливают, исходя из условий прочности на срез, предельной гибкости стенки и стандартизации толщин листового проката.

В качестве условия прочности на срез используется формула

$$t_{min} = k \frac{Q_{max}}{h R_s g_c}, \quad (2.3)$$

где  $k = S \cdot h / I$ , при работе на срез всего двутаврового сечения  $k = 1,2$ , при работе на срез только стенки  $k = 1,5$ .

Для предотвращения возможной потери местной устойчивости стенки так же учитываются данные табл.2. В расчет принимается наибольшее из значений.

### Параметры поясов балки.

Минимально необходимая площадь сечения одного пояса балки исходя из требования прочности может быть определена по приближённой формуле

$$A_f = \frac{W}{h} - \frac{t_w h}{6} \quad (2.4)$$

или из равенства

$$I = I_w + I_f, \quad (2.5)$$

где  $I$ ,  $I_w$ ,  $I_f$  - соответственно моменты инерции всего составного сечения балки, стенки и полка.

Ширину пояса из конструктивных соображений принимают  $b_f = (1/3 \dots 1/5) \cdot h$ , но не менее 180 мм, и не более (для обеспечения местной устойчивости):

$$b_f \leq 30 t_f \sqrt{\frac{210}{R_y}}.$$

Толщину полки следует назначать в пределах  $t_w \leq t_f \leq 3t_w$  и  $t_f \leq 40 \text{ мм}$ .

## 2.2. Проверка прочности сечения балки

Балка в целом должна быть проверена по жёсткости и общей устойчивости; характерные сечения балки – по прочности; элементы балки – по местной устойчивости. Исходными данными для проверок кроме общих данных задачи, ранее уже использованных при подборе сечения, являются фактические геометрические характеристики сечения ( $I$ ,  $W$ ,  $S$ ,  $h$ ,  $h_w$ ,  $t_w$ ,  $b_f$ ,  $t_f$ ).

**Проверки по прочности** сводятся в основном к проверкам нормальных и касательных напряжений. Проверка нормальных напряжений производится по условиям (1.3) и (1.4), а касательных – по условиям (1.5) и (1.6). Для балок с упругой стадией работы при изгибе в одной плоскости

**Проверка местной устойчивости сжатого пояса** сводится к обеспечению надлежащим выбором отношения свеса пояса к толщине:

$$b_{ef} / t_f \geq 0,5 \sqrt{E / R_y}, \dots\dots\dots (2.6)$$

Дополнительная проверка устойчивости не требуется.

Для обеспечения местной устойчивости стенки их укрепляют рёбрами жёсткости, которые устанавливаются по расчёту. Если учитываются требования табл. 2 установка ребер по расчету не требуется.

Проверка деформативности (жёсткости) производится по условиям ( 1.7 ) и ( 1.8 ).

### 2.3. Пример расчёта

Подобрать сечение стропильной однопролётной шарнирно опёртой балки покрытия из прокатного двутавра. по исходным данным из табл. 3. Пролёт – 18,0 м, нагрузка равномерно распределённая: нормативная  $q_n = 16,5$  кН/м, расчётная  $q = 20,9$  кН/м. Рекомендуемая для использования марка стали С345 ( $R_y = 33,5$  кН/см<sup>2</sup>.при толщине проката  $t = 2...10$  мм;  $R_y = 31,5$  кН/см<sup>2</sup>.при толщине проката  $t = 10...20$  мм). Предельный прогиб балки  $f_u = l/250$ .

**Шаг 1.** Выполним предварительный подбор сечения балки

2.1 Определим усилия в балке от расчетных и нормативных нагрузок (рис. 2.3).

Расчётные усилия в балке равны:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{20,9 \times 18^2}{8} = 846,45 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max} = \frac{ql}{8} = \frac{20,9 \times 18}{8} = 156,75 \text{ кН};$$

Момент от нормативных усилий для проверки прогиба:

$$M_n = \frac{q_n l^2}{8} = \frac{16,5 \times 18^2}{8} = 668,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

2.2 Требуемый момент сопротивления

балки:  $W_{req} = \frac{M_{\max}}{R_y g_c} = \frac{846,45 \cdot 10^2}{31,5 \times 1} = 2687 \text{ см}^3;$

2.3 Высота сечения балки:

минимальная по жёсткости:

$$h_{\min} = \frac{l^2 R_y g_c}{5 E f_u} \frac{M_{n, \max}}{M_{\max}} = \frac{18^2 \cdot 10^4 \times 31,5 \times 1 \times 668,25}{5 \times 2,06 \cdot 10^4 \cdot (1800/250) \cdot 846,45} = 105,7 \text{ см};$$

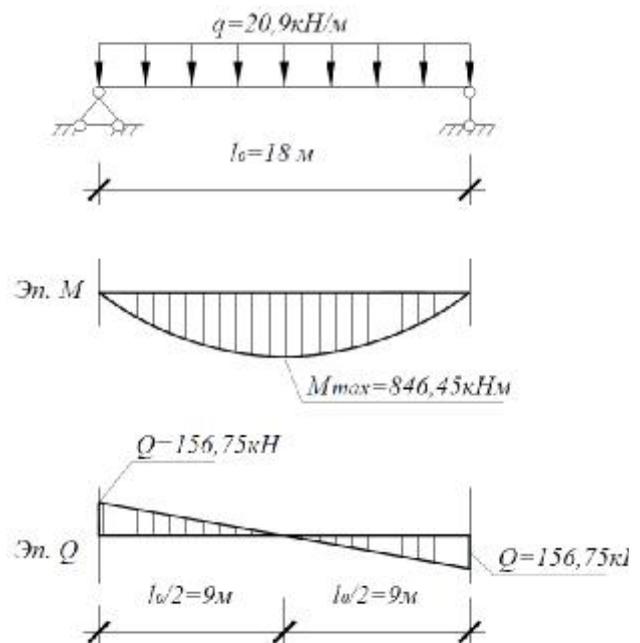


Рис.2.3 Расчетная схема и усилия в балке

оптимальная по материалоемкости:

$$h_{opt} = k \sqrt[3]{W I_w} = 1,15 \sqrt[3]{2687 \times 140} = 83,02 \text{ см},$$

где  $\lambda_w$  принята равной 140 (при предварительной высоте  $h / 13 = 1800 / 13 = 138,4$  см).

#### 2.4 Параметры стенки балки.

С учетом стандартных размеров (Приложение 2) принимаем высоту стенки балки по требованиям жесткости  $h_w = 105$  см.

Минимальная толщина стенки

$$t_{min} = k \frac{Q_{max}}{h R_s g_c} = \frac{1,5 \times 156,75}{105 \times 19,43 \times 1} = 0,1 \text{ см},$$

где  $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \times 33,5 = 19,43 \text{ кН/см}^2$ . С учетом табл. 2 принимаем  $t_w = 0,8$  см. Окончательно принимаем стенку из листа  $1050 \times 8$  мм.

#### 2.5 Параметры поясов балки.

Необходимая площадь сечения одного пояса балки исходя из требования прочности

$$A_f = \frac{W}{h} - \frac{t_w h}{6} = \frac{2687}{105} - \frac{0,8 \times 105}{6} = 11,59 \text{ см}^2 \quad (2.4)$$

примем ширину пояса  $b_f = 1/4 h = 105 / 4 = 26,25$  см, тогда толщина пояса:

$$t_f = \frac{A_f}{b_f} = \frac{11,59}{26} = 0,44 \text{ см}$$

С учетом условия  $t_w \leq t_f$ , окончательно примем  $t_f = 8$  мм, тогда ширина пояса должна быть не менее:

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{11,59}{0,8} = 14,49 \text{ см}$$

Окончательно примем ширину пояса  $b_f = 210$  мм ( $1/5$ )  $h$ , толщину пояса -  $t_f = 8$  мм.

Площадь пояса балки:

$$A_f = t_f * b_f = 0,8 * 21 = 16,8 \text{ см}^2, \text{ что более требуемой.}$$

Тогда окончательная высота балки будет равна  $h = 1066$  мм.

**Шаг 2.** определим геометрические характеристики полученного сечения

$$y = \frac{h_w + t_w}{2} = \frac{105 + 0.8}{2} = 52.9 \text{ см}$$

Момент инерции сечения:

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2y^2 \cdot A_f = \\ &= \frac{0.8 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 52.9^2 \cdot 16.8 = \\ &= 171201.57 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Момент сопротивления сечения:

$$\begin{aligned} W_x &= \frac{2 \cdot I_x}{h} = \\ &= \frac{2 \cdot 171201.57}{106.6} = 3212.04 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

Статический момент сечения:

$$\begin{aligned} S_x &= y \cdot A_f + \frac{A_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} = \\ &= 52.9 \cdot 16.8 + \frac{105 \cdot 0.8}{2} \cdot \frac{105}{4} = \\ &= 1991.22 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

Гибкость стенки  $\lambda_w = h_w / t_w = 105 / 0.8 = 131.25$ .

**Шаг 3.** Проверка несущей способности балки:

а) прочности  $\frac{M_{\max}}{W_x R_y g_c} = \frac{846.45 \cdot 10^2}{3212.04 \times 31.5} = 0.836 \leq 1$ ,

$$\frac{Q_{\max} S}{I_x t_w R_s g_c} = \frac{156.75 \times 1991.22}{171201.57 \times 0.8 \times 19.43} = 0.117 \leq 1,$$

б) местной устойчивости полки  $\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad \frac{0.5(21-0.8)}{0.8} \leq 0.5 \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{31.5}}$ ,

т.е.  $12.62 < 12.9$ , местная устойчивость сжатого пояса обеспечена.

Местная устойчивость стенки обеспечена принятой гибкостью.

**Шаг 4** Проверка жёсткости балки:

$$f_{\max} = \frac{5}{48} \frac{M_{n,\max} l^2}{EI} = \frac{5}{48} \frac{668.25 \cdot 10^2 \times (1800)^2}{2.06 \cdot 10^4 \times 171201.57} = 6.39 \text{ см} \leq f_u = \frac{l}{250} = \frac{1800}{250} = 7.20 \text{ см}.$$

Жёсткость балки обеспечена.

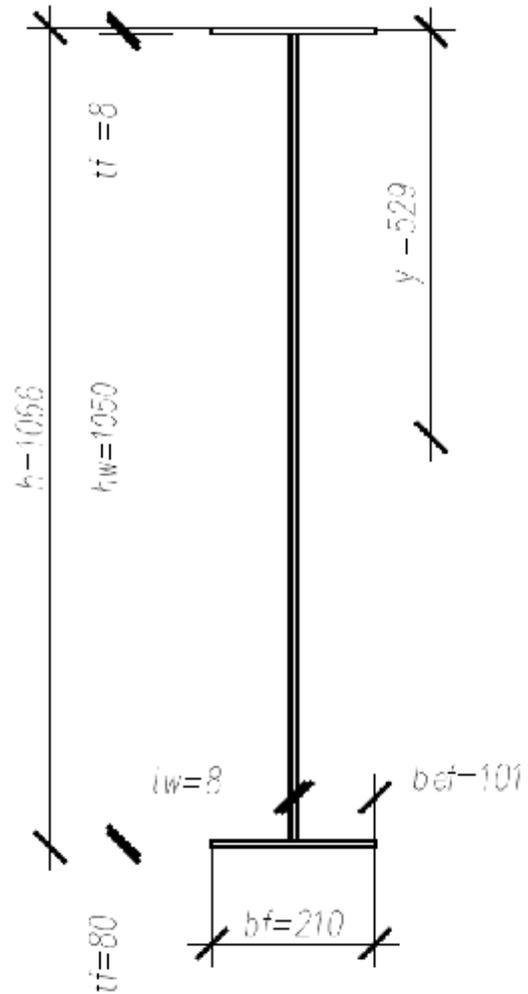


Рис.2.4 Геометрические характеристики балки

Таблица 3 Исходные данные для расчёта стальных составных балок

№№ вариантов задач	Пролёт балки l, м	Полная нормативная нагрузка $q_n$ , кН/м	Полная расчётная нагрузка $q$ , кН/м	Марка ста- ли по ГОСТ 27772-88
1	2	3	4	5
1	15,0	24,8	29,4	C 235
2	15,0	24,6	30,8	C 245
3	18,0	24,2	28,2	C 255
4	18,0	23,8	30,2	C 275
5	16,0	23,4	25,8	C 285
6	16,0	23,8	27,6	C 345
7	16,0	27,2	32,2	C 375
8	19,0	25,2	30,8	C 235
9	19,0	25,6	31,6	C 245
10	17,0	25,8	29,8	C 255
11	17,0	22,0	26,0	C 275
12	15,0	24,2	27,6	C 285
13	15,0	30,4	34,4	C 345
14	15,0	24,6	29,9	C 375
15	16,0	31,8	37,8	C 235
16	16,0	19,2	23,2	C 245
17	18,0	18,4	25,4	C 255
18	18,0	25,6	28,6	C 275
19	18,0	25,4	29,0	C 285
20	17,0	23,2	28,2	C 345
21	15,0	23,4	30,4	C 375
22	15,0	16,6	21,6	C 245
23	16,0	19,8	23,8	C 255
24	16,0	24,8	28,8	C 275
25	16,0	17,8	20,2	C 285

### Тема 3. Расчёт стержня стальной прокатной центрально-сжатой колонны

К центрально -сжатым колоннам относят средние (рядовые) колонны каркасов зданий, этажерок, с регулярным шагом колонн на которые нагрузка приходится равномерно со всех сторон. При незначительной высоте колонны проектируется прокатный сплошной профиль. При расчете учитывается расчетная длина колонны, зависящая от условий ее закрепления, рис. 3.1:

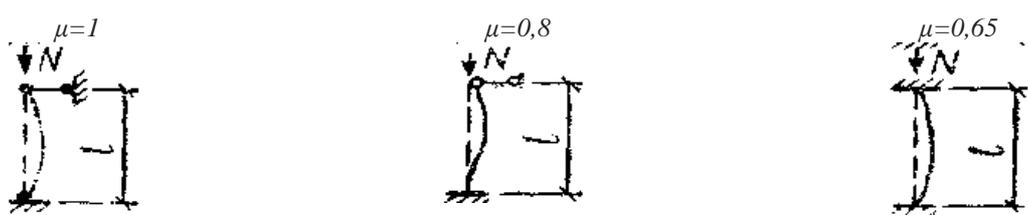
$$l_{ox} = \mu l \quad (3.1)$$


Рис.3.1 Расчетные длины колонн

#### 3.1. Подбор сечения стержня колонны

Исходными данными для подбора сечения, являются длина колонны, условия закрепления, сжимающее усилие, а также дополнительные факторы.

##### Определение требуемой площади поперечного сечения колонны

Зададимся гибкостью колонны  $\lambda$  в пределах 70 ..90.

Определим условную гибкость стержня:

$$\bar{l} = l \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (3.2)$$

Вычислим коэффициент гибкости  $\varphi$  по формулам (3.30 или пользуясь приложением 6 [3]:

$$\text{при } 0 < \bar{l} < 2,5 \cdot j = 1 - 0,066 \bar{l} \sqrt{\bar{l}};$$

$$\text{при } 2,5 < \bar{l} < 4,5 \cdot j = 1,46 - 0,34 \bar{l} + 0,021 \bar{l}^2;$$

$$\text{при } \bar{l} > 4,5 \cdot j = \frac{332}{\bar{l}^2 (51 - \bar{l})}. \quad (3.3)$$

Определим требуемую площадь сечения стержня колонны по формуле:

$$A_{req} = \frac{N}{j R_y g_c}, \quad (3.4)$$

Из сортамента прокатных двутавров (рекомендуется использовать прокатные двутавры по ГОСТ 26020-83 колонной серии - обозначение К, Приложение 4) подбирается профиль с площадью сечения несколько большим, чем

вычисленная требуемая площадь сечения, для которого выписываются фактические величины  $A$ ,  $i_x$  и  $i_y$ .

### 3.2. Проверка выбранного сечения стержня колонны

Определяются фактические гибкости стержня:

$$I_y = \frac{l_{oy}}{i_y}; I_x = \frac{l_{ox}}{i_x}, \quad (3.5)$$

Максимальное значение из полученных гибкостей не должно превышать условия предельной гибкости, определяемой как:

$$[I] = 180 - 60 \frac{N}{jAR_y g_c}. \quad (3.6)$$

По максимальной гибкости находится минимальный коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  и проверяется принятое сечение на устойчивость по формуле:

$$\frac{N}{j \cdot A} \leq R_y g_c \quad (3.7)$$

### 3.3. Пример расчёта

Подобрать сечение стержня центральной колонны каркаса по исходным данным из табл. 4. Длина колонны (высота) – 6,0 м, условия закрепления - б. Усилие в колонне 2000 кН. Рекомендуемая для использования марка стали С345 ( $R_y = 33,5$  кН/см<sup>2</sup>. при толщине проката  $t = 2 \dots 10$  мм;  $R_y = 31,5$  кН/см<sup>2</sup>. при толщине проката  $t = 10 \dots 20$  мм).

**Шаг 1.** Определим требуемые параметры сечения стержня колонны.

3.1 Определим расчетную длину колонны с учетом схемы закрепления:

$$l_o = \mu l = 0,8 * 600 = 480 \text{ см}$$

3.2 Примем гибкость колонны  $\lambda = 80$ .

3.3 Определим условную гибкость стержня:

$$\bar{I} = I \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 80 \sqrt{\frac{33,5}{2,06 * 10^4}} = 3,22,$$

3.4 Вычислим коэффициент гибкости  $\varphi$ :

$$\text{при } 2,5 < \bar{I} < 4,5 \cdot j = 1,46 - 0,34 * 3,22 + 0,021 * 3,22^2 = 0,583$$

3.5 Определим требуемую площадь сечения:

$$A_{req} = \frac{N}{j R_y g_c} = \frac{2000}{0,583 * 33,5 * 1} = 102,4 \text{ см}^2,$$

**Шаг 2. Выполним подбор сечения стержня колонны.**

3.6 Из сортамента прокатных колонных двутавров выберем 26 КЗ, с площадью поперечного сечения 105,9 см<sup>2</sup>, что больше чем вычисленная требуемая площадь,

$$i_x = 11,32 \text{ и } i_y = 6,55.$$

3.7 Фактические гибкости стержня при  $l_{ox} = l_{oy}$

$$I_y = \frac{l_{oy}}{i_y} = \frac{480}{6,55} = 73,28; I_x = \frac{l_{ox}}{i_x} = \frac{480}{11,32} = 42,4.$$

3.8 Условная гибкость подобранного стержня с учетом максимального значения  $\lambda$ :

$$\bar{I} = I \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 73,28 \sqrt{\frac{33,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,95,$$

3.9 Итоговый коэффициент гибкости  $\varphi$ :

$$\text{при } 2,5 < \bar{I} < 4,5.$$

$$j = 1,46 - 0,34 \cdot 2,95 + 0,021 \cdot 2,95^2 = 0,639$$

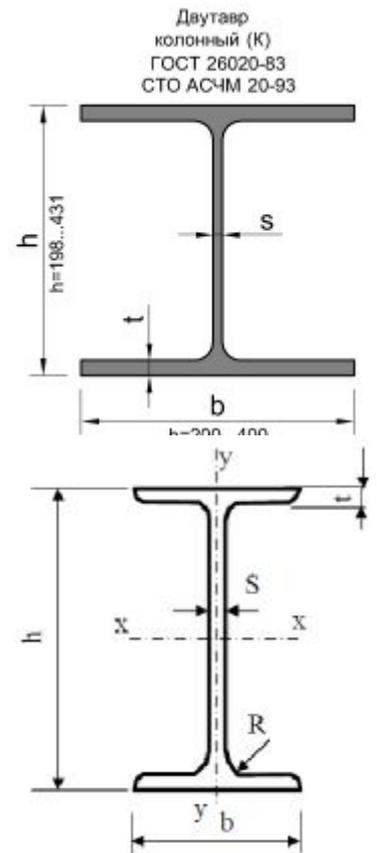


Рис.3.2 Общий вид колонного двутавра, геометрические характеристики

**Шаг 3. Проверка подобранного сечения стержня колонны**

3.10 Определим предельную гибкость

$$[I] = 180 - 60 \frac{N}{j A R_y g_c} = 180 - 60 \frac{2000}{0,639 \cdot 105,9 \cdot 33,5 \cdot 1} = 127,06$$

3.11 Проверим местную устойчивость

Т.к.  $I_y = 79,28 \leq [I] = 127,06$  местная устойчивость обеспечена.

3.12 Проверим общую устойчивость стержня колонны

$$\frac{N}{j \cdot A} = \frac{2000}{0,639 \cdot 105,9} \leq R_y g_c = 33,5 \cdot 1$$

$$29,55 \leq 33,5$$

Прочность и устойчивость стержня колонны обеспечены.

Таблица 4 Исходные данные для расчёта колонны

№№ вариантов задач	Высота, м	Условия закрепления	Усилие в колон- не, кН	Класс стали по ГОСТ 7772-88*
1	2	3		5
1	3,0	a	4500	C 235
2	3,6	b	4000	C 245
3	4,2	c	3500	C 255
4	4,5	a	3000	C 275
5	4,8	b	2500	C 285
6	5,0	c	2000	C 345
7	5,5	a	1500	C 375
8	6,0	b	2000	C 235
9	6,6	c	1500	C 245
10	7,2	a	1000	C 255
11	8,0	b	900	C 275
12	9,0	c	800	C 285
13	4,2	a	2000	C 345
14	4,5	b	1500	C 375
15	4,8	c	2000	C 235
16	5,0	a	1500	C 245
17	5,5	b	1000	C 255
18	6,0	c	900	C 275
19	3,0	a	5000	C 285
20	3,6	b	4500	C 345
21	5,0	c	4000	C 375
22	5,5	a	3500	C 245
23	6,0	b	3000	C 255
24	6,6	c	2500	C 275
25	7,2	a	2000	C 285

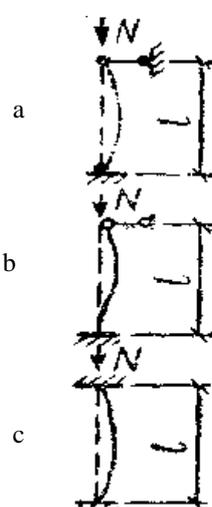


Рис.3.3. Варианты закрепления колонн

## ЛИТЕРАТУРА

1. СП 16.13330.2011 (СНиП II-23-81\*) Стальные конструкции. Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 96 с.
2. СП 20.13330.2016 (СНиП 2.01.07-85\*) Нагрузки и воздействия. Госстрой России.
3. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций: Учеб. пособие для строит. вузов / В.В.Горев, Б.Ю.Уваров, В.В.Филиппов и др.; под ред. В.В.Горева. – М.: Высш. шк., 1997. - 527 с.
4. Металлические конструкции / Е.И.Беленя, Н.Н.Стрелецкий, Г.С.Ведеников и др.; под ред Е.И.Беленя. – М., 1991.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

*Приложение 1.* Нормативные и расчётные сопротивления стали по ГОСТ 27772-88\* , МПа

Сталь	Вид проката	Толщина, мм	$R_{yn}/R_{un}$	$R_y$	$R_p$	$R_s$	$R_{wz}$	$R_{bp}$
С 235	лист, фасон.	До 20	23,5 / 35	23	35	13,5	16	47,5
	лист, фасон.	21 – 40	22,5 / 26	22	35	12,5	16	47,5
	лист	41 – 100	21,5 / 36	21	35	12	16	47,5
С 245	лист, фасон.	2 – 20	24,5 / 37	24	36	14	16,5	48,5
	лист	21 – 30	23,5 / 37	23	36	13,5	16,5	48,5
С 255	лист	4 – 10	24,5 / 38	24	37	14	17	50
	фасон.	4 – 10	25,5 / 38	25	37	14,5	17	50
	лист	11 – 20	24,5 / 37	24	36	14	16,5	48,5
	фасон	21 – 40	23,5 / 37	23	36	13,5	16,5	48,5
С 275	лист, фасон.	2 – 10	27,5 / 38	27	37	15,5	17	50
	лист	11 – 20	26,5 / 37	26	36	15	16,5	48,5
	фасон	11 – 20	27,5 / 38	27	37	15,5	17	50
С 285	лист	4 – 10	27,5 / 39	27	38	15,5	17,5	51,5
	лист	11 – 20	26,5 / 38	26	37	15	17	50
	фасон.	4 – 10	28,5 / 40	28	39	16	18	52,5
	фасон.	11 – 20	27,5 / 39	27	38	15,5	17,5	51,5
С 345	лист, фасон.	2 – 10	34,5 / 49	33,5	48	19,5	22	64,5
		11 – 20	35,5 / 47	31,5	46	18	21	62
		21 – 40	30,5 / 46	30	45	17,5	20,5	60,5
С 375	лист, фасон.	2 – 10	37,5 / 51	36,5	50	21	23	67
		11 – 20	35,5 / 49	34,5	48	20	22	64,5
		21 – 40	33,5 / 48	32,5	47	19	21,5	63

*Приложение 2.*

Сортамент горячекатаных полос заводского изготовления по ГОСТ 103-76\*

Толщина полос, мм	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 56, 60
Ширина полос, мм	11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 63, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 120, 125, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200

Приложение 3.

Размеры горячекатанного универсального проката заводского изготовления по ГОСТ 82-70\*

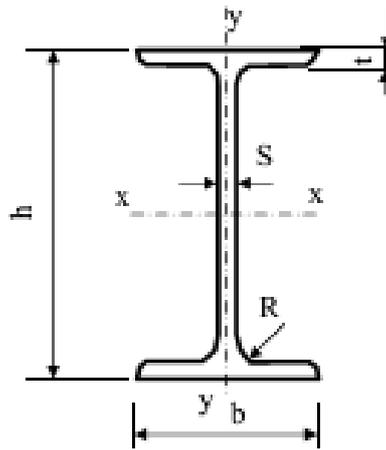
Толщина проката, мм	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60
Ширина проката, мм	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050

По требованиям заказчика могут быть изготовлены листы с нестандартной шириной 160,170,180,190,350,440,550,710 мм.

Приложение 4 Балки двутавровые по ГОСТ 8239-89\*

Номер балки	Размеры, мм				Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Справочные данные		
	h	b	s	t			I, см <sup>4</sup>	W, см <sup>3</sup>	S, см <sup>3</sup>
10	100	55	4,5	7,2	9,48	12	198	39,7	23,0
12	120	64	4,8	7,3	11,5	14,7	350	58,4	33,7
14	140	73	4,9	7,5	13,7	17,4	572	61,7	46,8
16	160	81	5	7,8	15,9	20,2	873	109	62,3
18	180	90	5,1	8,1	18,4	23,4	1 290	143	81,4
20	200	100	5,2	8,4	21	26,8	1 840	184	104
22	220	110	5,4	8,7	24	30,6	2 550	232	131
24	240	115	5,6	9,5	27,3	34,8	3 460	289	163
27	270	125	6	9,8	31,5	40,2	5 010	371	210
30	300	135	6,5	10,2	36,5	46,5	7 080	472	268
33	330	140	7	11,2	42,2	53,8	9 840	597	339
36	360	145	7,5	12,3	48,6	61,9	13 380	743	423
40	400	155	8,3	13	57	72,6	19 062	953	545
45	450	160	9	14,2	66,5	84,7	27 696	1 231	708
50	500	170	10	15,2	78,5	100	39 727	1 589	919
55	550	180	11	16,5	92,6	118	55 962	2 035	1 181
60	600	190	12	17,8	108	138	78 806	2 560	1 491

Примечания: h – высота балки; b – ширина балки (полки); s – толщина стенки; t – толщина полки.



Приложение 4 Двутавры колонные по ГОСТ 8239-89\*

Номер профиля	$h$	$b$	$s$	$t$	$R$	Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Линейная плотность, кг/м	Справочные значения для осей						
	мм							$x-x$			$y-y$			
	1	2	3	4	5			6	7	8	9	10	11	12
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	13	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	14	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	16	93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26К3	262	260	10	15,5	16	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	18	122,7	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30К3	340	300	11,5	17,5	18	138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
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	20	160,4	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35К3	353	350	13	20	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	22	210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40К3	409	400	16	24,5	22	257,8	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40К4	419	400	19	29,5	22	308,6	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,1
40К5	431	400	23	35,5	22	371	291,2	121570	5642	3217	18,1	37910	1896	10,11