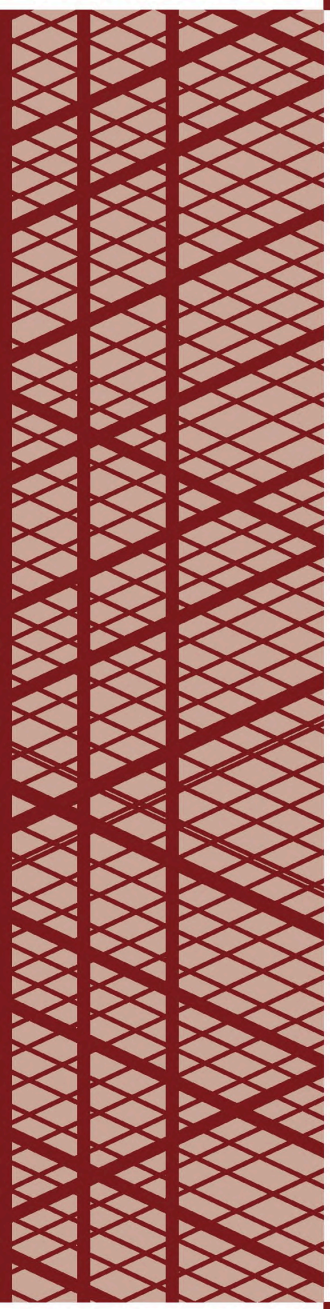
АРСС

Ассоциация развития стального строительства

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ
СТО АРСС 11251254.001-018-3



РУКОВОДСТВО
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

(в развитие СП 16.13330.2017
«Стальные конструкции»)

Москва
2018

gost.e-ecolog.ru

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ
СТО АРСС 11251254.001-018-3

РУКОВОДСТВО
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

(в развитие СП 16.13330.2017
«Стальные конструкции»)

Москва
2018

УДК 69.059:624.012.45
ББК 38.53 + 38.38.6
Р85

Свод правил разработан авторским коллективом ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко – институт АО «НИЦ «Строительство»:
Руководитель работы: д-р техн. наук И.И. Ведяков, кандидаты техн. наук Д.В. Конин (ответственный исполнитель), В.А. Артамонов, А.А. Егорова.

Инженеры: С.М. Конина, А.С. Крылов, А.В. Малкин, А.Р. Олуромби, Л.С. Рожкова, И.В. Ртищева.

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

В рецензировании и предварительном рассмотрении документа принимали участие:
д-р техн. наук А.Р. Туснин (НИУ МГСУ), инженеры А.А. Сосков, А.Д. Яковлев (Ассоциация «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства»), М.В. Вапна (Thornton Tomasetti) и другие.

Р85 **Руководство по проектированию стальных конструкций многоэтажных зданий** / Ассоциация развития стального строительства ; [И.И. Ведяков, Д.В. Конин, В.А. Артамонов, А.А. Егорова, С.М. Конина, А.С. Крылов, А.В. Малкин, А.Р. Олуромби, Л.С. Рожкова, И.В. Ртищева]. – Москва : АКСИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2018. – 816 с. : ил.

УДК 69.059:624.012.45
ББК 38.53 + 38.38.6

ISBN 978-5-6040878-6-2

© Ассоциация развития стального строительства, 2018.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Цели и принципы стандартизации установлены Федеральным законом «О стандартизации в Российской Федерации» от 29.06.2015 № 162-ФЗ и Федеральным законом «О техническом регулировании» от 27.12.2002 № 184-ФЗ

Сведения о стандарте организации

1 ИСПОЛНИТЕЛИ – Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А. Кучеренко (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) – институт АО «НИЦ «Строительство»

2 УТВЕРЖДЕН приказом генерального директора Ассоциации «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства» №10/01 от «25» августа 2018 г. и введен в действие с «01»ноября 2018 г.

3 ВВОДИТСЯ ВПЕРВЫЕ

© Ассоциация «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства», 2018

Настоящий нормативный документ не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания на территории Российской Федерации без разрешения Ассоциации «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства».

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ . . . 9
1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ . . . 10
1.1 Общие положения . . . 10
1.2 Выбор материалов конструкций . . . 16
1.3 Сортамент . . . 21
1.4 Нагрузки и воздействия . . . 22
1.5 Предельные деформации конструкций многоэтажных зданий, ускорения колебаний . . . 27
1.6 Обеспечение общей устойчивости каркасов, разбивка зданий на температурные блоки . . . 29
1.7 Наружные стены . . . 29
1.8 Перегородки . . . 30
1.9 Перекрытия . . . 30
1.10 Конструкции из профилированного настила . . . 31
2 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЁТАМ КОНСТРУКЦИЙ . . . 32
2.1 Расчетные сочетания усилий . . . 32
2.2 Учет неточностей монтажа . . . 32
2.3 Компьютерные модели зданий и расчет несущей системы . . . 34
2.4 Центрально-сжатые и центрально-растянутые элементы . . . 36
2.5 Изгибаемые элементы . . . 39
2.6 Сжато-изгибаемые элементы . . . 40
2.7 Элементы, работающие на кручение . . . 41
3 ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОЛОНН . . . 43
3.1 Проектирование стержня колонны из фасонного проката . . . 43
3.2 Базы колонн . . . 45
3.3 Стыки колонн . . . 46
4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОК . . . 48
4.1 Сечения балок и проектирование балочных клеток . . . 48
4.2 Шарнирные узлы примыкания балок к колоннам . . . 49
4.3 Жесткие узлы примыкания балок к колоннам . . . 50
4.4 Узлы примыкания балок к балкам . . . 52
4.5 Узлы пропуска коммуникаций . . . 52
5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ СВЯЗЕЙ И ПЕРЕХВАТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ФЕРМ . . . 53
5.1 Сечения связевых конструкций . . . 53
5.2 Конфигурации вертикальных связей . . . 53
5.3 Общие подходы к проектированию перехватных конструкций при изменении шага колонн . . . 54
6 ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПОДБОРА СЕЧЕНИЙ ПРОКАТНЫХ ДВУТАВРОВ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ УЗЛОВ . . . 55
6.1 Сортамент сечений прокатных двутавров . . . 55
6.2 Подбор сечения элементов при центральном сжатии и растяжении . . . 57
Пример 6.2.1 . . . 61
Пример 6.2.2 . . . 62
Пример 6.2.3 . . . 63
Графики несущей способности центрально сжатых стержней для колонных двутавров, сталь С255Б . . . 65
6.3 Подбор сечения элементов при действии продольной силы с изгибом . . . 73

Пример 6.3.1. 74
6.4 Подбор сечения элементов при изгибе 75
Пример 6.4.1. 78
Графики предельной равномерно распределенной нагрузки для балок 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) и поперечной силе на опоре (*Q*) для широкополочных двутавров, Графики предельной равномерно распределенной нагрузки для балок 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) и поперечной силе на опоре (*Q*) для широкополочных двутавров, сталь С255Б. 80
7 ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПОДБОРА СЕЧЕНИЙ СТАЛЬНЫХ ТРУБ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ УЗЛОВ . . 110
7.1 Сортамент сечений труб 110
7.2 Подбор сечения элементов при центральном сжатии и растяжении труб 112
■ ТАБЛИЦА 6.1.1 – Номинальные размеры профилей и справочные величины для главных осей в соответствии с ГОСТ Р 57837-2017. 115
■ ТАБЛИЦА 6.1.2 – Справочные величины для двутавров по ГОСТ Р 57837- 2017 121
■ ТАБЛИЦА 6.2.1а – Условная гибкость ($\bar{\lambda}$) стержней двутаврового сечения в плоскости с большей жёсткостью *y-y* для заданных расчетных длин 128
■ ТАБЛИЦА 6.2.1б – Условная гибкость ($\bar{\lambda}$) стержней двутаврового сечения в плоскости с меньшей жёсткостью *x-x*, для заданных расчетных длин 163
■ ТАБЛИЦА 6.2.2а – Несущая способность элементов двутаврового сечения при центральном сжатии для заданных расчетных длин в плоскости с большей жёсткостью *N*, кН 198
■ ТАБЛИЦА 6.2.2б – Несущая способность элементов двутаврового сечения при центральном сжатии для заданных расчетных длин в плоскости с меньшей жёсткостью *N*, кН. 228
■ ТАБЛИЦА 6.2.3 – Проверка устойчивости стенки центрально-сжатых элементов двутаврового сечения в соответствии с 7.3 СП 16.13330 [12] для заданных расчетных длин, $\bar{\lambda}_{uw}$ 258
■ ТАБЛИЦА 6.2.4 – Несущая способность элементов двутаврового сечения при центральном растяжении 289
■ ТАБЛИЦА6.3.1 – Коэффициенты для расчёта элементов конструкций с учётом развития пластических деформаций (по таблице Е.1 [12]) 292
■ ТАБЛИЦА 6.3.2а – Предельные значения продольного усилия (*N*) внецентренно сжатого или внецентренно растянутого стержня, в зависимости от заданного изгибающегомомента (M_x), действующего в плоскости с большей жёсткостью сечения *y-y*, при расчётах на прочность 299
■ ТАБЛИЦА 6.3.2б – Предельные значения изгибающего момента (M_x), действующего в плоскости с большей жёсткостью сечения *y-y* внецентренно сжатого или внецентренно растянутого стержня, в зависимости от заданного продольного усилия (*N*) при расчётах на прочность 323
■ ТАБЛИЦА 6.3.2в – Предельные значения продольного усилия (*N*) внецентренно сжатого или внецентренно растянутого стержня, в зависимости от заданного изгибающего момента (M_y), действующего в плоскости с меньшей жёсткостью сечения *x-x*, при расчётах на прочность 347
■ ТАБЛИЦА 6.3.2г – Предельные значения изгибающего момента (M_y), действующего в плоскости с меньшей жёсткостью сечения *x-x* внецентренно сжатого или внецентренно растянутого стержня, в зависимости от заданного нормального усилия (*N*) при расчётах на прочность. 372
■ ТАБЛИЦА 6.3.3 – Результаты расчёта на устойчивость (значения *N* и *M*) элементов сплошного сечения при сжатии с изгибом в плоскости наибольшей жесткости *y-y* в зависимости от заданной расчётной длины (l_{ef}) и приведённого относительного эксцентриситета (m_{ef}) 399

■ ТАБЛИЦА 6.4.1 – Предельная равномерно распределённая нагрузка (q) на балку по предельному изгибающему моменту (M_{max}) в середине пролета при расчётах на прочность шарнирно опёртых балок 1-го класса (без учета развития пластических деформаций), при изгибе в плоскости с наибольшей жёсткостью y-y 577

■ ТАБЛИЦА 6.4.2 – Предельная равномерно распределённая нагрузка (q) на балку по предельной поперечной силе (Q_{max}) на опоре при расчётах на прочность шарнирно опёртых балок 1-го класса (без учета развития пластических деформаций), при изгибе в плоскости с наибольшей жёсткостью y-y 601

■ ТАБЛИЦА 6.4.3 – Предельная равномерно распределённая нагрузка (q) на балку по предельному изгибающему моменту (M_{max}) в середине пролета при расчётах на прочность шарнирно опёртых балок 2-го класса (с учетом развития пластических деформаций) при изгибе в плоскости с наибольшей жёсткостью y-y 630

■ ТАБЛИЦА 6.4.4 – Предельная равномерно распределённая нагрузка (q) на балку по предельной поперечной силе (Qmax) на опоре при расчётах на прочность шарнирно опёртых балок 2-го класса (с учетом развития пластических деформаций), при изгибе в плоскости с наибольшей жёсткостью y-y. 654

■ ТАБЛИЦА 6.4.5 – Предельная нормативная равномерно распределённая нагрузка (q) на балку по максимальному прогибу в середине пролёта $f_{max}= f_u$ при расчётах по деформациям шарнирно опёртых балок 2-го класса (с учетом развития пластических деформаций), при изгибе в плоскости с наибольшей жёсткостью y-y. Настоящая таблица действительна для сечений любой стали по ГОСТ 27772. 681

■ ТАБЛИЦА 7.1.1 – Номинальные размеры профилей круглых труб и справочные величины для главных осей сечения в соответствии ГОСТ Р 58064-2018 687

■ ТАБЛИЦА 7.1.2 – Номинальные размеры профилей квадратных труб и справочные величиныдля главных осей сечения в соответствии ГОСТ 30245-2012. 695

■ ТАБЛИЦА 7.1.3 – Номинальные размеры профилей прямоугольных труб и справочные величины для главных осей сечения в соответствии ГОСТ 30245-2012 701

■ ТАБЛИЦА 7.2.1 – Несущая способность труб круглого сечения при центральном сжатии для заданных расчетных длин. 716

■ ТАБЛИЦА 7.2.2 – Несущая способность труб квадратного сечения при центральном сжатии для заданных расчетных длин. 732

■ ТАБЛИЦА 7.2.3а – Несущая способность труб прямоугольного сечения при центральном сжатии для заданных расчетных длин в плоскости с большей жёсткостью y-y 743

■ ТАБЛИЦА 7.2.3б – Несущая способность труб прямоугольного сечения при центральном сжатии для заданных расчетных длин в плоскости с меньшей жёсткостью x-x 773

■ ТАБЛИЦА 7.2.4 – Несущая способность труб круглого сечения при центральном растяжении . . 803

■ ТАБЛИЦА 7.2.5 – Несущая способность труб квадратного сечения при центральном растяжении. 806

■ ТАБЛИЦА 7.2.6 – Несущая способность труб прямоугольного сечения при центральном растяжении 806

БИБЛИОГРАФИЯ. 813

ВВЕДЕНИЕ

Настоящий стандарт организации составлен с учетом требований Федеральных законов от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании», от 22 июня 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности», от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Свод правил разработан авторским коллективом ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко – институт АО «НИЦ «Строительство»:

Руководитель работы – д-р техн. наук И.И. Ведяков, кандидаты техн. наук Д.В. Конин (ответственный исполнитель), В.А. Артамонов, А.А. Егорова инженеры С.М. Конина, А.С. Крылов, А.В. Малкин, А.Р. Олуромби, Л.С. Рожкова, И.В. Ртищева

В рецензировании и предварительном рассмотрении документа принимали участие:

Д-р техн. наук А.Р. Туснин (НИУ МГСУ), канд. техн. наук А.Г. Зинягин (АО «Объединенная металлургическая компания»), инженеры А.А. Сосков, А.Д. Яковлев (Ассоциация «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства»), М.В. Вапна (Thornton Tomasetti) и другие.

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

1.1 Общие положения

1.1.1 Расчет стальных конструкций следует выполнять по методу предельных состояний в соответствии со стандартом по надежности строительных конструкций (ГОСТ 27751).

Предельные состояния конструкций – это такие состояния, при превышении характерных параметров которых эксплуатация строительных объектов (зданий и сооружений) недопустима.

1.1.2 *Нормальная эксплуатация* – это эксплуатация конструкций в соответствии с условиями, предусмотренными в строительных нормах или задании на проектирование, включая соответствующее техническое обслуживание, капитальный ремонт и реконструкцию, которая осуществляется без ограничений в соответствии с технологическими и бытовыми условиями; учитывает безопасную работу людей в соответствии с Федеральным законом от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»; безопасную работу оборудования и сохранность ограждающих конструкций.

1.1.3 В соответствии с требованиями ГОСТ 27751 при расчетах стальных конструкций на действие соответствующих нагрузок необходимо учитывать их предельные состояния, приведенные в таблице 1.1.1.

Таблица 1.1.1

Группа предельных состояний	Предельное состояние	
	Вид	Характеристика
Первая	Потеря несущей способности и возникновение аварийной ситуации	• разрушение любого характера (например, пластическое, хрупкое, усталостное); • потеря устойчивости
	Полная непригодность к эксплуатации	• чрезмерные деформации в результате деградации свойств стали; • неупругий сдвиг в соединениях; • качественное изменение конфигурации;
Вторая	Состояния, при превышении которых нарушается нормальная эксплуатация конструкций, исчерпывается ресурс долговечности или нарушаются условия комфортности	• достижение предельных деформаций конструкции (предельный прогиб, углы поворота, осадка); • достижение предельных уровней колебаний конструкций, нарушающих нормальную работу оборудования или физиологический комфорт для людей; • образование трещин, не нарушающих нормальную эксплуатацию объекта; • сдвиг в соединениях; • другие явления (например, • коррозионные повреждения)
Особые предельные состояния	Особые воздействия и ситуации	Превышение таких воздействий приводит к разрушению конструкций с катастрофическими последствиями

*Деградация свойств стали во времени – постепенное понижение уровня эксплуатационных характеристик стали, процесс их изменения в сторону ухудшения относительно проектных значений.

1.1.4 Нормативные значения нагрузок, коэффициенты надежности по нагрузке γf и коэффициенты сочетаний нагрузок для определения их расчетных значений следует принимать согласно [13]. При проверке конструкций по предельным состояниям первой группы необходимо принимать $\gamma_f > 1{,}0$ (за исключением усталостного разрушения и тех случаев расчета, когда уменьшение постоянной нагрузки ухудшает условия работы конструкций). При проверке усталостного разрушения (выносливости) и предельных состояний второй группы $\gamma_f \le 1{,}0$.

1.1.5 Согласно [13] расчетные нагрузки, применяемые в расчетах по первой группе предельных состояний, названы предельными, а в расчетах по второй группе и на выносливость – эксплуатационными.

1.1.6 Поскольку при $\gamma_f > 1{,}0$ расчетные предельные нагрузки повторяются редко (например, по литературным данным, от одного крана – один раз в 20 лет; ветровая – один раз в 10-15 лет; снеговая – в среднем один раз в 10-12 лет; на перекрытия – один раз в 15-20 лет), стальные конструкции при проверке по предельным состояниям первой группы (за исключением усталостного разрушения) следует рассчитывать на однократное действие этих нагрузок.

1.1.7 Цель расчета конструкций – не допустить с определенной обеспеченностью наступления предельных состояний первой группы или перехода за предельные состояния второй группы в течение всего срока эксплуатации зданий и сооружений, а также в процессе их возведения при минимальном расходе материалов и наименьшей трудоемкости изготовления, транспортирования и монтажа конструкций.

1.1.8 При расчете несущей способности сечения или элемента конструкции наибольшее возможное за время эксплуатации (или возведения) усилие F в элементе от расчетных предельных нагрузок и воздействий не должно превышать соответствующей наименьшей предельной несущей способности S элемента с учетом начальных несовершенств

$$F \le S. \qquad (1)$$

Усилие F (продольная и поперечная силы; изгибающий, крутящий моменты) следует определять по формуле

$$F = \gamma_n \Sigma \alpha_i F_{ni} \gamma_{fi}, \qquad (2)$$

где γ_n – коэффициент надежности по ответственности ([13]);

α_i – коэффициент перехода от нормативной нагрузки к усилию;

F_{ni} – нормативная нагрузка;

γ_{fi} – коэффициент надежности по нагрузке.

Предельную несущую способность S, соответствующую виду усилия (сжатию, растяжению, сдвигу, изгибу, кручению и т.д.), необходимо определять по формуле

$$S = \beta \Phi R_n \gamma_c / \gamma_m, \qquad (3)$$

где β – коэффициент, учитывающий вид усилия, предельное состояние и работу стали за пределом упругости (ϕ; ϕ_e; ϕ_b; c и т.д. в соответствии с положениями [12]);

Φ – геометрическая характеристика сечения (A; W и т.д.);

R_n – нормативное сопротивление материала;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_m – коэффициент надежности по материалу.

1.1.9 Начальными несовершенствами стальных конструкций являются совокупность геометрических отклонений формы и размеров, факторов, влияющих на свойства стали, и отступлений от принятой расчетной схемы, возникающих при изготовлении, транспортировании и монтаже конструкций. Несовершенства формы элементов конструкции учитывается соответствующими расчетными коэффициентами (например, коэффициент продольного изгиба). Учет несовершенств, возникающих при монтаже конструкций, необходимо выполнять при проектировании и расчетах конструкций (см. раздел 2.2) и в рамках авторского надзора за строительством конструкций на основании анализа данных исполнительных съемок.

1.1.10 Основное неравенство метода предельных состояний (1) может быть представлено в

форме сравнения учитываемых в расчетах напряжений с их предельными значениями (расчетными сопротивлениями), устанавливаемыми [12].

1.1.11 При расчете конструкций по предельным состояниям полной непригодности к эксплуатации, перемещения (деформации), соответствующие расчетным значениям предельных нагрузок и воздействий, не должны превышать предельных значений перемещений (деформаций), устанавливаемых в нормативных документах по условиям необходимости прекращения эксплуатации в связи с качественным нарушением геометрической формы.

1.1.12 Условия расчета по предельным состояниям полной непригодности к эксплуатации следует представлять в форме проверки усилий или напряжений (как при расчетах несущей способности), определяемых с учетом неупругих деформаций; эта форма принята в [12].

1.1.13 При расчете конструкций по предельным состояниям второй группы, перемещения, параметры колебаний и изменения положения от расчетных эксплуатационных нагрузок (названных в [12] «нормативными», поскольку в большинстве случаев $\gamma_f = 1{,}0$) не должны превышать предельно допустимых значений этих перемещений или указанных параметров, установленных в [12] и в других нормативных документах, то есть:

$$f \le (f_u / \gamma_n), \tag{4}$$

где f – перемещения или параметры колебаний и изменения положения, возникающие в конструкциях от действия расчетных эксплуатационных нагрузок;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности по ГОСТ 27751;

f_u – предельно допустимые значения перемещений или параметров, регламентируемые нормами на основе требований нормальной эксплуатации.

При установлении нормативных значений f_u учитываются нормальные условия для пребывания людей, работа технологического оборудования, сохранность ограждающих конструкций и перегородок.

1.1.14 Выбор расчетных схем, исходных предпосылок и допущений необходимо определять на основе применяемого метода расчета. При использовании вычислительной техники необходимо учитывать действительные условия работы конструкций и рассчитывать их как единые пространственные системы. При больших пролетах или высоте здания и сооружения учитываются неупругие деформации стали, деформированные схемы и геометрическая нелинейность. Приближенные методы расчета и более простые расчетные схемы, основанные на разделении единых пространственных систем на плоские конструкции и отдельные элементы, следует применять при учете особенностей взаимодействия элементов стальных конструкций между собой и с основанием. Предпочтение следует отдавать методам расчета стальных конструкций как единых пространственных систем.

1.1.15 При упругих деформациях стали для статически неопределимых стержневых конструкций расчетные усилия следует определять по недеформированной схеме. Расчет на устойчивость отдельных стержней при действии этих усилий следует выполнять по деформированной схеме с учетом неупругих деформаций.

1.1.16 При учете физической нелинейности работы стали при аналитических или численных расчетах, диаграмму ее работы следует принимать по таблице В.9 и рисунку В.1 [12]. В указанной таблице приведены обобщенные данные для всех использующихся в строительстве сталей. Учет развития пластических деформаций выполняется в соответствии с разделом 4.4.

1.1.17 Расчеты элементов стержневых и балочных конструкций, а также пластинок, образующих сечение, при учете неупругих деформаций стали следует выполнять (при малости перемещений) с использованием приближенного выражения для кривизны (то есть на основе геометрически линейной теории). При этом следует применять теорию малых упругопластических деформаций при простом нагружении или использовать модель жесткопластического тела.

1.1.18 По своей физической природе строительные стали являются упругопластическим материалом с различными зависимостями между деформациями и напряжениями при нагрузке и раз-

грузке. Однако при проверке конструкций по предельным состояниям первой группы на однократное действие расчетных предельных нагрузок применяемые стали рассматривают как нелинейно упругий материал, характеризующийся одной и той же нелинейной или кусочно-линейной зависимостью между деформациями и напряжениями при нагрузке и разгрузке (рисунок 1.1, кривая OBAB).

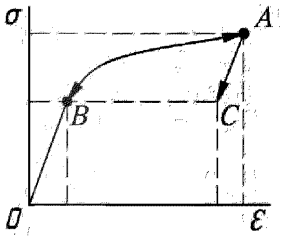


Рисунок 1.1 – **Зависимость между напряжениями и деформациями при нагружении OA и разгрузке для упругопластического материала AC, для нелинейно упругого материала AB**

Если в процессе деформирования конструкции в некоторых ее частях появится частичная разгрузка, то жесткость системы в целом должна увеличиться. В связи с этим принятая зависимость приводит к некоторому запасу несущей способности, что позволяет в практических расчетах надежно пользоваться моделью нелинейно упругого материала.

При возможном убывании нагрузок, а также при повторно-переменной нагрузке анализ поведения стальных конструкций за пределом упругости должен основываться на использовании модели упругопластического материала с различными зависимостями между деформациями и напряжениями при нагрузке и разгрузке (рисунок 1.1, кривая OBAC).

В практических расчетах конструкций следует пользоваться диаграммой работы стали в соответствии с п. 1.1.16.

1.1.19 Расчет стальных конструкций и их элементов на усилия от действия внешних нагрузок необходимо выполнять с использованием геометрических гипотез: плоских сечений, секториальных площадей и прямых нормалей. Расчет конструкций, выполняемый в соответствии с требованиями настоящего стандарта организации, а также действующими строительными нормами и правилами ([12], [13] и др.), реализует применение указанных гипотез.

1.1.20 При расчете стальных конструкций и их элементов с учетом влияния собственных остаточных напряжений σ_r (от сварки, прокатки, холодной правки и т.д.) следует применять гипотезу об алгебраическом суммировании условных деформаций $\varepsilon_r = \sigma_r / E$ с деформациями от внешней нагрузки (E – модуль упругости). При применении материалов в соответствии с указаниями настоящего стандарта организации и [12], апробированных конструктивных решений каркасов в соответствии с настоящим стандартом организации учет собственных остаточных напряжений при расчетах конструкций, как правило, не требуется.

1.1.21 Надежность и экономичность стальных конструкций должны быть обеспечены одновременным выполнением требований к выбору материалов, расчетам и конструированию, а также изготовлению и монтажу.

1.1.22 При проектировании стальных конструкций подбор сечений необходимо выполнять с учетом технико-экономического обоснования принимаемого проектного решения, сортамента освоенных промышленностью материалов, применения эффективных марок сталей, профилей, унифицированных типовых или стандартных конструкций, а также других требований [12]. Допускается проектировать конструкции с запасом более 20% при необходимости минимизации используемых при изготовлении типов профилей или отправочных марок конструкций.

1.1.23 Несущие конструкции многоэтажных и высотных зданий выше фундамента следует проектировать в соответствии с действующими нормами на проектирование соответствующих видов конструкций – [12], СП 63.13330, [14], а также с учетом положений [13], СП 14.13330, а

также в соответствии с правилами проектирования сталежелезобетонных конструкций и правил проектирования высотных зданий и комплексов.

1.1.24 Проектирование несущих конструкций здания следует производить с учетом их расчетного срока службы, который определяется в соответствии с требованиями ГОСТ 27751 в зависимости от класса сооружения. Для гражданских многоэтажных зданий (без крановой нагрузки, жилых и общественных) нормального уровня ответственности и класса сооружения КС-2, как правило, принимается расчетный срок службы равный 50 годам. При этом применение для несущих конструкций современных сталей в соответствии с ГОСТ 27772, а также положениями [12], болтовых и сварных соединений в соответствии с требованиями [12] обеспечивает заданный расчетный срок службы.

1.1.25 Основными несущими элементами многоэтажного или высотного здания, проектируемого с применением стальных конструкций, являются:

а) колонны, воспринимающие всю или большую часть вертикальной нагрузки на здание;

б) система вертикальных связей в виде отдельных связевых плоскостей, либо в виде пространственных железобетонных ядер жесткости, либо в виде пространственных ферм жесткости, воспринимающих всю или большую часть горизонтальной нагрузки на здание;

в) балки перекрытий;

г) перекрытия;

д) аутригерные или иные распределительные конструкции.

1.1.26 Для предварительных расчетов стальных каркасных многоэтажных зданий и оценки общей металлоемкости конструкций допускается использовать формулу 5:

$$G = 12 + 0{,}5\,n\ (\text{кг/м}^3), \qquad (5)$$

где n – число этажей здания; при этом 10-15% веса стали необходимо добавить на вспомогательные элементы (лестницы, связи, лифтовые шахты), если они не проектируются из монолитного или сборного железобетона. Установленное опытным путем соотношения расхода стали между основными и вспомогательными элементами следующее: колонны – 40-60%, балки перекрытий – 30-50%, лестницы и лифтовые шахты – 3-6%, связи – 2-7%, башмаки колонн – 1-3%. Данные соотношения изменяются в зависимости от высоты здания и представлены на рисунке 1.2.

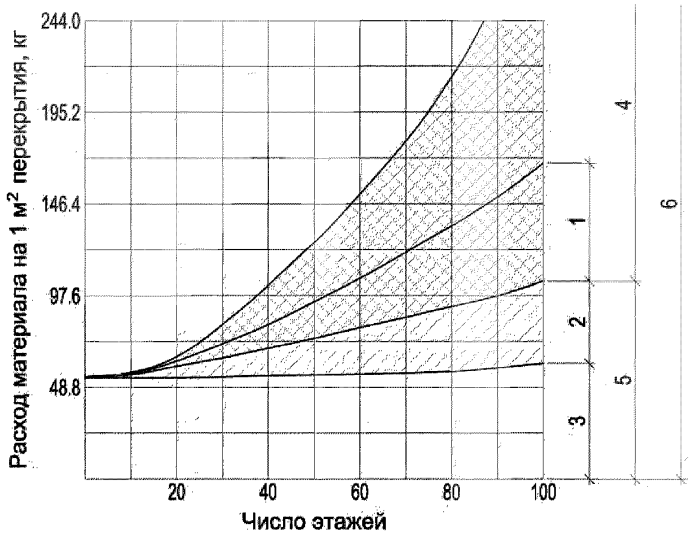


Рисунок 1.2 – **Расход материалов несущих конструкций:** *1 – при применении оптимальных конструктивных систем, 2 – колонны, стены, 3 – несущие элементы перекрытий, 4 – конструкции, воспринимающие горизонтальные нагрузки, 5 – конструкции, воспринимающие вертикальные нагрузки, 6 – сумма 4 и 5 (данные приведены для зданий с коэффициентом надежности по ответственности равным 1,0, для площадок с сейсмичностью не более 7 баллов)*

1.1.27 При проектировании многоэтажного или высотного здания используют следующие виды несущих систем: каркасную (связевая или рамно-связевая, до 30 этажей, рисунок 1.3, а), каркасно-ствольную (до 46 этажей, рисунок 1.3, б), «трубу в трубе» с аутригерными конструкциями (до 60 этажей, рисунок 1.3, в), коробчатую и многосекционную коробчатую системы (до 100 этажей и выше, рисунок 1.3, г, д, е). Компоновка несущей системы должна обеспечивать рациональную передачу вертикальных и горизонтальных воздействий (от ветра и сейсмики) на фундамент.

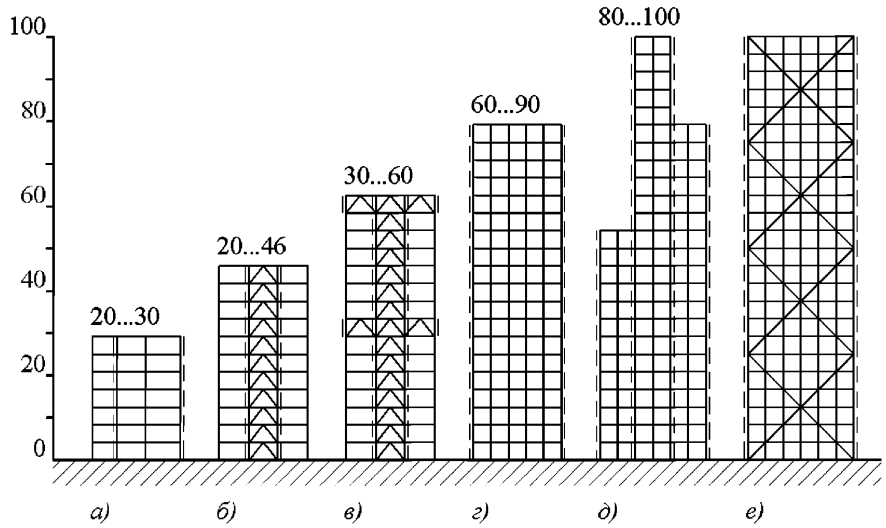


Рисунок 1.3 – **Конструктивные системы многоэтажных и высотных зданий**

Примечания: 1 - Пунктиром указаны плоскости вертикальных связей; 2 – На схеме условно показаны конструкции вертикальных связей в виде металлических вертикальных ферм, для схем а, б, в могут выполнены из сборных или монолитных железобетонных конструкций

1.1.28 На этапе предпроектной разработки осуществляется поиск наиболее эффективной несущей системы здания с учетом особенностей объемно-планировочных решений здания. Для зданий высотой более 100 м по заданию заказчика следует выполнять технико-экономическое сравнение не менее двух вариантов для различных видов несущих систем.

1.1.29 При выборе конструктивной системы здания следует руководствоваться следующими положениями:

а) создавать симметричный план здания – наличие двух или хотя бы одной оси симметрии;

б) упрощать конструктивную форму здания путем: использования четкой статической и геометрической схемы; создания регулярной (однородной) ее структуры с простыми элементами и сопряжениями;

в) конструктивно выделять элементы, воспринимающие горизонтальную нагрузку (для зданий высотой более 100 м);

г) концентрировать конструкции здания для восприятия горизонтальной нагрузки путем создания внутренних и (или) внешних стволов или иных систем связей;

д) располагать элементы, воспринимающие горизонтальную нагрузку равномерно по плану здания;

е) определять рациональный шаг основных вертикальных несущих элементов [колонн и (или) сталежелезобетонных стен], учитывающий равномерное распределение нагрузок по плану здания; следует стремиться к тому, чтобы разбивка колонн и балок была с одинаковыми или кратными размерами;

ж) поперечные сечения колонн или элементов жесткой арматуры проектировать с применением фасонного и апробированного листового проката из известных и исследованных сталей;

з) располагать в плане центр масс здания таким образом, чтобы иметь минимальный эксцентриситет к центру жесткости фундамента;

и) облегчать конструкции перекрытий за счет обеспечения совместной работы плит и стальных балок;

к) снижать вертикальные нагрузки за счет использования современных материалов для перекрытий, перегородок, светопрозрачных и фасадных конструкций.

л) использовать легкие навесные наружные стеновые ограждения (полносборные или собираемые на площадке из элементов заводского изготовления).

1.1.30 Повышение пространственной жесткости конструктивных систем многоэтажных и высотных зданий следует обеспечивать применением:

а) развитых в плане и симметрично расположенных вертикальных связей и стволов жесткости;

б) коробчатых конструктивных систем или систем «труба в трубе» стен здания (для зданий высотой более 100 м);

в) конструктивных систем с регулярным расположением несущих конструкций в плане и по высоте здания;

г) жестких узловых сопряжений между несущими конструкциями;

д) аутригерных конструкций.

1.1.31 Характеристики стали для основных несущих конструкций, а также правила выбора материалов, следует принимать согласно разделам 5 и 6 [12], а сварных и болтовых соединений согласно разделу 14 [12]. Материалы для стальных конструкций назначают в зависимости от группы конструкций по приложению В [12], при этом для зданий высотой более 100 метров номер группы конструкций уменьшают на единицу (для групп 2-4).

1.1.32 Болтовые соединения стальных конструкций (стыки колонн, балок, узлы сопряжения балка-колонна, балка-балка) проектируют в виде срезных соединений или фрикционных соединений с контролируемым натяжением болтов. Болты следует принимать класса прочности не менее 8.8 (для зданий высотой более 100 м – не менее 10.9) исполнения ХЛ с гайками класса прочности не менее 8 (для зданий высотой более 100 м – не менее 10.9) и шайбами.

1.1.33 Материалы и их расчетные сопротивления для сварки стальных конструкций следует принимать в соответствии с приложением Г [12].

1.1.34 При использовании в конструкциях зданий стали и материалов соединений, не имеющих аналогов в соответствующих разделах [12], требования к ним следует определять в рамках научно-технического сопровождения проектирования здания в соответствии с требованиями ГОСТ 27751, а также путем разработки специальных технических условий.

1.1.35 Сварные соединения стальных конструкций следует проектировать при выполнении их в заводских условиях, а болтовые – при выполнении их на строительной площадке. При проектировании следует минимизировать монтажную сварку и отдавать предпочтение болтовым монтажным соединениям. При технико-экономическом сравнении следует учитывать, что проектирование болтовых соединений (в особенности в стыках колонн) приводит к увеличению металлоемкости конструкций на 1- 5% .

1.1.36 Стальные конструкции многоэтажных и высотных зданий следует проектировать с учетом возможности их разделения на отправочные элементы, не превышающие транспортные габариты (автомобильные или железнодорожные). Как правило, для зданий нормального уровня ответственности (класс сооружений КС-2), следует проектировать конструкции линейный размер которых не превышает 12 м.

1.2 Выбор материалов конструкций

1.2.1 В настоящем руководстве приведены положения, направленные на обеспечение высокой надежности при эксплуатации стальных конструкций при минимальных весовых показателях.

1.2.2 В перечень материалов для стальных конструкций введены: листовой, универсальный широкополосный и фасонный прокат, а также трубы из эффективных сталей, изготовленных в металлургической промышленности по новейшим технологиям, с требованиями в соответствии с таблицами 1.2.1-1.2.3 в зависимости от вида проката.

Т а б л и ц а 1.2.1 – Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального, сортового проката и труб.

Сталь	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление* проката и труб, Н/мм²		Расчетное сопротивление** проката и труб, Н/мм²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С235	от 2,0 до 4,0 включительно	235	360	230 / 225	350 / 345
С245	от 2,0 до 20 включительно	245	370	240 / 235	360 / 350
С255	от 2,0 до 3,9 включительно	255	380	250 / 245	370 / 360
	>> 4,0 >> 10 >>	245	380	240 / 235	370 / 360
	свыше 10 до 20	245	370	240 / 235	360 / 350
	>> 20 >> 40 >>	235	370	230 / 225	360 / 350
С345	от 2,0 до 10 включительно	345	490	340 / 330	480 / 470
	>> 10 >> 20 >>	325	470	320 / 310	460 / 450
	>> 20 >> 40 >>	305	460	300 / 290	450 / 440
	>> 40 >> 60 >>	285	450	280 / 270	440 / 430
	>> 60 >> 80 >>	275	440	270 / 260	430 / 420
	>> 80 >> 160 >>	265	430	260 / 250	420 / 410
С345К	от 4,0 до 10 включительно	345	470	340 / 330	460 / 450
С355	от 8,0 до 16 включительно	355	470	350 / 340	460 / 450
	>> 16 >> 40 >>	345	470	340 / 330	460 / 450
	>> 40 >> 60 >>	335	470	330 / 320	460 / 450
	>> 60 >> 80 >>	325	470	320 / 310	460 / 450
	>> 80 >> 100 >>	315	470	310 / 300	460 / 450
	>> 100 >> 160 >>	295	470	285 / 280	460 / 450
С355-1; С355-К	от 8,0 до 16 включительно	345	470	350 / 340	460 / 450
	>> 16 >> 40 >>	345	470	340 / 330	460 / 450
	>> 40 >> 50 >>	335	470	330 / 320	460 / 450
С355П	от 8,0 до 16 включительно	355	470	350 / 340	460 / 450
	>> 16 >> 40 >>	345	470	340 / 330	460 / 450
С390; С390-1	от 8,0 до 50 включительно	390	520	380 / 370	505 / 495
С440	от 8,0 до 50 включительно	440	540	430 / 420	525 / 515
С550	от 8,0 до 50 включительно	540	640	525 / 515	625 / 610
С590	от 8,0 до 50 включительно	590	685	575 / 560	670 / 650
С690	от 8,0 до 50 включительно	690	785	– / 650	– / 745

* За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в национальных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения в национальных стандартах или технических условиях приведены только в одной системе единиц – кгс/мм², нормативные сопротивления, Н/мм²,следует вычислять умножением соответствующих значений на 9,81 с округлением до 5 Н/мм².

** Значения расчётных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надёжности по материалу, определённые в соответствии с таблицей 3 СП 16.13330, с округлением до 5 Н/мм². В числителе приведены значения расчётных сопротивлений проката по нормативной документации, в которой используется статистическая процедура контроля свойств проката (γ_m = 1,025); в знаменателе – расчётное сопротивление остального проката при γ_m = 1,050.

Т а б л и ц а 1.2.2 – Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе фасонного проката в виде двутавров с параллельными гранями полок (в соответствии с ГОСТ Р 57837)

Сталь	Толщина полки профилей, мм	Нормативное сопротивление* проката, Н/мм²		Расчетное сопротивление** проката, Н/мм²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С255Б; С255Б-1	≤ 10	255	380	250	370
	свыше 10 до 20 включ.	245	370	240	360
	>> 20 >> 40 >>	235	370	230	360
	>> 40 >> 60 >>	235	370	230	360
	>> 60 >> 80 >>	225	370	220	360
	>> 80 >> 100 >>	215	370	210	360
	> 100	200	360	195	350
С345Б	≤ 10	345	480	335	470
	свыше 10 до 20 включ.	325	470	315	460
	>> 20 >> 40 >>	305	460	300	450
	>> 40 >> 60 >>	285	450	280	440
С345Б-1	≤ 10	345	490	335	480
	свыше 10 до 20 включ.	325	470	315	460
	>> 20 >> 40 >>	305	460	300	450
	>> 40 >> 60 >>	285	450	280	440
С355Б	≤ 20	355	470	345	460
	свыше 20 до 40 включ.	345	470	335	460
	>> 40 >> 60 >>	335	470	325	460
	>> 60 >> 80 >>	325	460	315	450
	>> 80 >> 100 >>	315	460	305	450
	> 100	295	460	290	450
С355Б-1	≤ 20	355	470	345	460
	свыше 20 до 40 включ.	345	470	335	460
	>> 40 >> 60 >>	335	470	325	460
С390Б	≤ 10	390	520	380	505
	свыше 10 до 30 включ.	380	500	370	490
	>> 30 >> 60 >>	370	490	360	480
	>> 60 >> 80 >>	360	480	350	470
	>> 80 >> 100 >>	350	480	340	470
	> 100	330	470	320	460
С440Б	≤ 20	440	600	430	585
	свыше 20 до 30 включ.	430	560	420	545
	>> 30 >> 80 >>	420	520	410	505
	>> 80 >> 100 >>	400	520	390	505
	> 100	380	500	370	490

Примечание – Цифра 1 в первом столбце означает вариант химического состава

Таблица 1.2.3 – Нормативные и расчётные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе фасонного проката (уголок, швеллер)

Сталь	Толщина проката*, мм	Нормативное сопротивление** проката, Н/мм²		Расчетное сопротивление*** проката, Н/мм²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С245	от 0,4 до 20 включительно	245	370	240 / 235	360 / 350
	>> 20 >> 40 >>	235	370	230 / 225	360 / 350
С255	от 0,4 до 10 включительно	255	380	250 / 245	370 / 360
	>> 10 >> 20 >>	245	370	240 / 235	360 / 350
	>> 20 >> 40 >>	235	370	230 / 225	360 / 350
С345	от 0,4 до 10 включительно	345	480	340 / 330	470 / 460
	>> 10 >> 20 >>	325	470	320 / 310	460 / 450
	>> 20 >> 40 >>	305	460	300 / 290	450 / 440
С345К	от 0,4 до 10 включительно	345	470	340 / 330	460 / 450
С355	от 8,0 до 16 включительно	355	470	350 / 340	460 / 450
	>> 16 >> 40 >>	345	470	340 / 330	460 / 450
С355-1	от 8,0 до 16 включительно	355	470	350 / 340	460 / 450
	>> 16 >> 40 >>	345	470	340 / 330	460 / 450
С390	от 8,0 до 10 включительно	390	520	380 / 370	505 / 495
	>> 10 >> 20 >>	380	500	370 / 360	480 / 475
	>> 20 >> 40 >>	370	490	360 / 350	480 / 470

* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

** За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в национальных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения в национальных стандартах или технических условиях приведены только в одной системе единиц – кгс/мм², нормативные сопротивления, Н/мм², вычислены умножением соответствующих значений на 9,81 с округлением до 5 Н/мм².

*** Значения расчётных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надёжности по материалу, определённые в соответствии с таблицей 3 СП 16.13330, с округлением до 5 Н/мм². В числителе приведены значения расчётных сопротивлений проката по нормативной документации, в которой используется процедура контроля свойств проката (γ_m = 1,025), в знаменателе – расчётное сопротивление остального проката при γ_m = 1,050.

1.2.3 Основные требования к прокату

1.2.3.1 Прокат, применяемый в конструкциях, должен отвечать требованиям соответствующих государственных стандартов или технических условий на его поставку. При проектировании конструкций следует отдавать предпочтение материалам, изготавливаемым в соответствии со стандартами, разработанными для строительных конструкций (например, по ГОСТ 27772) и/или техническими условиями на строительные стали и строительный прокат (в том числе для конструкций мостов). Следует избегать применение материалов и сталей общего назначения (например, по ГОСТ 19281).

1.2.3.2 При выборе стали следует учитывать степень ответственности конструкций зданий и сооружений, а также требования ГОСТ 23118 по изготовлению, монтажу (СП 70.13330) и эксплуатации.

1.2.3.3 По химическому составу и хладостойкости металл проката должен отвечать требованиям, указанным в таблицах 1.2.4 и 1.2.5.

Т а б л и ц а 1.2.4 – Нормируемые показатели ударной вязкости проката

Расчётная температура, °С	Группа конструкций	Нормативное сопротивление стали, Н/мм²							
		$R_{yn} < 290$			$290 \le R_{yn} < 390$		$390 \le R_{yn} < 490$		$R_{yn} \ge 490$
		Показатели ударной вязкости KCV, Дж/см²							
		при температуре испытаний на ударный изгиб, °С							
		+20	0	–20	–20	–40	–40	–60	–60
$t \ge -45$	1, 2, 3	34	–	–	34	–	34	–	40
$-45 > t \ge -55$	1	–	–	34	–	34	34	–	40
	2, 3	–	34	–	34	–	34	–	40
$t \le -55$	1, 2, 3	–	–	34	–	34	–	34	40

Примечания

1 KCV – ударная вязкость образцов – с V-образным надрезом.

2 В толстолистовом прокате испытываются поперечные образцы, в фасонном и сортовом прокате – продольные.

3 В электросварных трубах нормы распространяются на ударную вязкость центра сварного шва и линии сплавления. Ударная вязкость принимается для образцов с острым надрезом.

Т а б л и ц а 1.2.5 – Требования по химическому составу

Нормативное сопротивление стали, Н/мм²	Содержание элементов*, % (не более)			$C_э$, % (не более)
$R_{yn} < 290$	0,22	0,040	0,025	–
$290 \le R_{yn} < 390$	0,14	0,025	0,025	0,45
$390 \le R_{yn} < 490$	0,12	0,017**	0,010**	0,46
$490 \le R_{yn} < 590$	0,13	0,015	0,010	0,47
$R_{yn} \ge 590$	0,15	0,015	0,004	0,51

* Предельные отклонения по химическому составу в готовом прокате принимаются по действующему стандарту.
**S+ P≤ 0,020%.

Примечания

1 Углеродный эквивалент $C_э$, %, следует определять по формуле

$$C_э = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V+Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2}$$

где C, Mn, Si, Cr, Ni, Cu, V, Nb, Mo, P – массовые доли элементов, %.

2 Для сталей с нормативным сопротивлением $290 \le R_{yn} < 390$ Н/мм² повышение содержания углерода до 0,17%.

3 Для двутавров с параллельными гранями полок принимают содержание углерода для сталей С345-1 и С355-1 – до 0,18%; стали С390 – до 0,16%; стали С440 – до 0,17%.

1.2.3.4 В случае, если элементы сварных конструкций испытывают растягивающие напряжения по толщине проката (s ≥ 25мм) или при применении остального проката толщиной свыше 40 мм, следует пользоваться указаниями 13.3 [12].

1.2.3.5 Физические характеристики стального проката следует принимать с учетом их изменения в диапазоне климатических температур, как указано в таблице 1.2.6.

Таблица 1.2.6

Характеристика стального проката	Значения характеристики	
	при $t = 20$ °С	при климатической t_i
Плотность, кг/м³	$\rho = 7850$	
Коэффициент линейного расширения, °С⁻¹	$\alpha = 0{,}12 \cdot 10^{-4}$	$\alpha_i = \alpha[1 + 0{,}02(t_i - t)]$
Модуль упругости, МПа (кгс/см²)	$E = 2{,}06 \cdot 10^5$ $(2{,}1 \cdot 10^6)$	$Ei = E\,[1 + 0{,}27 \cdot 10^{-3}(t_i - t)]$
Модуль сдвига, МПа (кгс/см²)	$G = 0{,}78 \cdot 10^5 (0{,}8 \cdot 10^6)$	
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона)	$\nu = 0{,}3$	

1.3 Сортамент

1.3.1 При проектировании основных несущих конструкций многоэтажных зданий рекомендуется использовать широкополочные двутавры с параллельными гранями полок, фасонный прокат (уголки, швеллеры), листовой прокат (в виде составных сварных сечений), прямошовные электросварные трубы круглого и прямоугольного сечения. Сортамент ГОСТ Р 57837 включает профили балочные и широкополочные (тип Б и Ш – для проектирования изгибаемых конструкций), колонные (тип К – для проектирования сжатых, сжато-изогнутых и растянутых конструкций) и значительно расширен на 212 новых профилей по сравнению с отменённым СТО АСЧМ 20-93, который включен в рассматриваемый ГОСТ. Геометрические размеры которых подобраны с учетом тенденций развития теории сортамента. Введена дополнительная группа колонных и балочных профилей (тип ДК и ДБ), аналогичных зарубежным стандартам и освоенных отечественными металлургическими предприятиями.

1.3.2 Сортамент ГОСТ Р 57837 позволяет подбирать оптимальные сечения профилей с максимальным коэффициентом использования сечений, близким к 1,0, и более экономично расходовать сталь (экономия до 4,8% по сравнению с конструкциями по сортаменту СТО АСЧМ 20-93 при использовании стали класса прочности не выше С355) за счет большего количества профилеразмеров. При использовании в конструкциях стали повышенной прочности С440 в сравнении со сталями С255…С355 эффект экономии стали увеличивается и составляет для некоторых многоэтажных зданий до ~12% в общей массе. Также ГОСТ Р 57837 имеет большую гибкость в части подбора сечений конструкций примерно равной несущей способности, но в разных габаритах по высоте (например, конструкцию из профилеразмеров с литерами 25, 30, 35, 40).

1.3.3 Эффект от применения сталей С390, С440 по ГОСТ Р 57837 наблюдается при проектировании колонн многоэтажных зданий, а также элементов большепролетных конструкций. Установлено, что в случае замены стали С255 на С440 «смещение» в сторону более легкого профиля из более прочной стали в рамках одного размерного ряда составит 1…5 литер, а при замене сталей С355 на С440 не более 2 литер. При этом для малых размерных рядов (15К, 20К) эффект от замены стали на более прочную минимален, а для случая сравнения профилей из сталей С255-С390 практически отсутствует.

Наиболее эффективно использование стали С390 и С440 в профилях крупных сечений 25К, 30К, 35К, 40К, но даже в этом случае «смещение» в сторону более «легкого» профиля составляет не более 5 литер (например, 40К14 из стали С440 заменяет 40К19 из стали С255). Рационально заменять профили из сталей С255, С345, С355 на более «легкие» профили из сталей С390, С440 на стадии проектирования конкретных объектов.

1.3.4 Наиболее крупные профили колонного сечения (30К…40К) по ГОСТ Р 57837 востребованы при строительстве зданий повышенной этажности (высотой от 60 м) и большепролетных конструкций пролетом свыше 40 м.

Наиболее крупные балочные профили (50Ш и более, а также 60Б и более) ГОСТ Р 57837 вос-

требованы при строительстве зданий торгового, офисного и промышленного назначения с ячейкой колонн более 7х7 м до 12х12 м.

1.3.5 При проектировании строительных стальных конструкций следует компоновать каждый элемент конструкции и весь объект в целом из минимально необходимого числа различных профилей. Применяемые в одном отправочном элементе уголки, тавры, полосы одного калибра (одного номинального размера), но разной толщины должны иметь разность толщин одноименных профилей не менее 2 мм. Следует избегать применение в одном отправочном элементе одинаковых профилеразмеров из стали разных марок. Применение в одном объекте профилированных листов одной номинальной высоты разной толщины не допускается.

1.3.6 Количественную оценку экономичности одного профиля элемента конструкции в сравнении с другим следует производить только при соблюдении условий сопоставимости, а именно: при одинаковых геометрических и расчетных схемах, при одинаковых силовых воздействиях и при равной несущей способности (по прочности или устойчивости) сравниваемых профилей (элементов конструкций), а также при равной жесткости, если предельная деформация является определяющим условием.

1.3.7 Сортамент металлопроката со справочными величинами представлен в разделах 6.1 и 7.1.

1.4 Нагрузки и воздействия

1.4.1 Общие положения

1.4.1.1 В настоящем разделе рассматриваются минимальные значения нагрузок и воздействий, а также их сочетания, которые необходимо учитывать при проектировании стальных конструкций многоэтажных зданий наряду с положениями других нормативных документов.

1.4.1.2 При проектировании стальных несущих и ограждающих конструкций, оснований и фундаментов многоэтажных зданий необходимо учитывать нагрузки и воздействия, указанные в [13] и СП14.13330.2014 в основных и особых сочетаниях, определяемых с учетом реализации наиболее неблагоприятных условий работы конструктивных элементов здания.

Коэффициенты сочетаний основных нагрузок определяются в соответствии с указаниями [13] (раздел 6).

1.4.1.3 При проектировании и расчете многоэтажных зданий повышенного уровня ответственности (класс сооружения КС-3) необходимо учитывать особые воздействия, возникающие при локальных разрушениях несущих конструкций в результате чрезвычайных ситуаций. Сооружения класса КС-2 рассчитываются на ПО в соответствии с [15].

К особым воздействиям относятся: образование карстовых воронок, провалов в основаниях зданий, взрывы снаружи или внутри сооружения, пожары, аварии и разрушение несущих конструкций вследствие дефектов в материалах, некачественного производства работ.

При расчете зданий на особое сочетание нагрузок необходимо учитывать постоянные, длительные и одно из особых воздействий с коэффициентами сочетаний, указанными в [13] (п. 6.5).

1.4.1.4 В качестве постоянных нагрузок для многоэтажных зданий следует учитывать вес:

- основных несущих вертикальных элементов (стен, колонн),
- конструкций перекрытий, покрытий,
- отделки потолков,
- фасадных систем со светопрозрачным заполнением,
- конструкций полов и кровель,
- конструкций инженерных коммуникаций,
- влаго- и теплоизоляционных материалов,
- огнезащиты колонн и балок.

1.4.1.5 Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f принимаются для различных материалов в соответствии с [13] (для стальных конструкций $\gamma_f = 1{,}05$, который учитывает изменчивость веса конструкций, обусловленную отклонением фактических размеров от проектных). Вместе с тем, приблизительные веса соединительных пластин, фасонок и метизов должны учитываться отдельно и дополнительно к собственному весу дискретной конечно-элементной расчетной схемы.

1.4.2 Равномерно распределенные и временные нагрузки

1.4.2.1 Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на перекрытия, покрытия и лестницы следует принимать по таблице 8.3 [13].

1.4.2.2 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f следует принимать согласно [13] (п. 8.2.2).

1.4.2.3 Нормативные значения нагрузок на ригели и плиты перекрытий в жилых помещениях от веса временных перегородок допускается учитывать, как равномерно распределенные нагрузки, принимаемые на основании расчета для схем их размещения, с учетом использованных материалов и отделки, но не менее 1,0 кПа (100 кгс/ м^2).

1.4.2.4 Нормативные значения горизонтальных нагрузок на поручни перил лестниц и балконов при отсутствии специальных требований следует принимать равными 0,8 кН/м (80 кгс/м).

1.4.2.5 Для многоэтажных зданий необходимо учитывать кратковременные нагрузки на покрытия стилобатных и подземных частей зданий от транспортных средств и пожарного автотранспорта. Нормативное значение нагрузки от транспортных средств общим весом свыше 16 т, в том числе пожарного автотранспорта на стены подвалов и покрытие подземной части многоэтажного здания следует принимать согласно техническим данным транспортных средств и в соответствии с заданием на проектирование. При отсутствии паспортных данных транспортных средств, следует принимать нормативное значение нагрузки от веса пожарных автомашин не менее 30 кПа (3000 кгс/м^2).

Покрытие подземной части многофункционального комплекса, доступное для проезда пожарных автомашин, следует проектировать из расчета нагрузки от пожарной автомашины не менее 16 тонн на ось, и общей нагрузки от наиболее тяжелых машин (автоподъемников) в 46 тонн, установленных в наиболее неблагоприятном возможном положении, в соответствии с [11].

Давление на покрытие от выносных опор пожарного автомобиля следует учесть в отдельном расчетном сочетании нагрузок и принять равным 1,75 средней нагрузки на опору.

Размеры площадки для передачи нагрузки от колес пожарного автомобиля на покрытие проезжей части следует принимать равными 0,2×0,6 м; размеры основания выносной опоры или специальной подкладки – 0,5×0,5 м.

1.4.2.6 Нагрузки для расчета плит перекрытий, покрытий и полов на грунтах автостоянок, расположенных в многоэтажных зданиях, следует принимать согласно [13] (раздел 8.4).

1.4.2.7 Введение понижающего коэффициента сочетаний φn к нормативным значениям нагрузок согласно [13] (п. 8.2.4 и 8.2.5) для помещений встроенных автостоянок и многоэтажных гаражей не допускается.

1.4.2.8 Суммарная расчетная нагрузка на перекрытие с учетом постоянной и временной нагрузок для жилых и общественных зданий нормального уровня ответственности (класс сооружения КС-2), как правило не превышают величины 1,0…1,2 т/м^2; для жилых, общественных зданий повышенного уровня ответственности (класс сооружения КС-3), как правило, не превышают 1,5…2,0 т/м^2.

1.4.3 Снеговые нагрузки

Снеговые нагрузки следует определять в соответствии с [13] (раздел 10).

1.4.4 Ветровые нагрузки

Ветровые нагрузки следует определять в соответствии с [13] (раздел 11).

При расчете многоэтажных зданий на ветровые нагрузки необходимо учитывать следующие воздействия ветра:

- среднюю и пульсационную составляющие ветровой нагрузки;
- пиковую ветровую нагрузку для элементов ограждения и узлов их крепления;
- резонансное вихревое возбуждение;
- воздействия, вызывающие нарушения условий комфортности пешеходных зон (динамическая комфортность)

1.4.5 Гололедные нагрузки

1.4.5.1 Гололедные нагрузки необходимо учитывать при проектировании шпилей, решетчатых элементов конструкций, а также стен и покрытий многоэтажных зданий, фасадных систем, декоративных элементов и т.п., расположенных на высоте 100 м и более, в соответствии с требованиями [13] (раздел 12).

1.4.5.2 В расчетах необходимо учитывать наиболее неблагоприятные схемы распределения гололедных нагрузок по поверхности здания и элементам ограждающих конструкций при различных направлениях ветрового потока, которые характеризуются различными значениями коэффициентов $\mu 2$. Наибольшие значения $\mu 2$ принимаются для элементов малых размеров, расположенных с наветренной стороны, при действии ветрового потока вдоль более длинных сторон здания. Для отдельных элементов конструкций при различных направлениях ветрового потока значения коэффициента $\mu 2$ следует уточнить по данным специально проведенных исследований.

1.4.5.3 Гололедные нагрузки на элементы конструкций, имеющие сложную геометрическую форму, выступающие части, вырезы или отверстия, решетчатые элементы и т.п., которые могут подвергаться обледенению, следует принимать на основе рекомендаций, разработанных в рамках научно-технического сопровождения проектирования.

1.4.6 Температурные климатические воздействия Расчет на температурные климатические воздействия необходимо выполнять в соответствии с [13] (раздел 13) и требованиями норм проектирования конструкций в тех случаях, когда в несущих и ограждающих конструкциях зданий не предусмотрена компенсация соответствующих деформаций (перемещений). При этом следует учитывать изменение во времени средней температуры и перепад температуры по сечению элемента с учетом его расположения (вертикальное, горизонтальное) и ориентации.

1.4.7 Коэффициент надежности по ответственности

1.4.7.1 Коэффициент надежности по ответственности устанавливается в соответствии с ГОСТ 27751 (п. 10) генеральным проектировщиком по согласованию с заказчиком и закрепляется в задании на проектирование и/или специальных технических условиях.

1.4.7.2 Высотные здания высотой более 100 м (и/или с консолями более 20 м, и/или заглублением подземной части более чем на 15 м) в соответствии с классификацией ГОСТ 27751 относят к сооружениям класса КС-3 и при их проектировании необходимо использовать следующие значения коэффициента надежности по ответственности:

– при расчете несущих конструкций, оснований и фундаментов зданий различной высоты по первой группе предельных состояний на основное сочетание нагрузок:

– от 100 до 200 м – γ_n не менее 1,1;

– свыше 200 м – γ_n не менее 1,2;

– при расчете несущих конструкций, оснований и фундаментов по второй группе предельных состояний на основное сочетание нагрузок, а также по первой группе предельных состояний элементов ограждения, узлов их крепления, основных конструкций на особое сочетание нагрузок при чрезвычайных ситуациях, а также при оценке комфортности пребывания людей следует принимать γ_n = 1,0.

1.4.7.3 Для зданий высотой менее 100 м и относящихся к сооружениям класса КС-2 в соответствии с ГОСТ 27751, значение коэффициента надежности по ответственности следует принимать равным единице.

1.4.7.4 Для наиболее ответственных элементов конструкций здания допускается устанавли-

вать заказчиком по согласованию с проектировщиком в задании на проектирование или специальных технических условиях частное значение коэффициента надежности по ответственности, но не менее значений, установленных п. 1.4.7.2.

1.4.8 Сейсмические воздействия и их учет при проектировании

1.4.8.1 Здания необходимо рассчитывать на сейсмические воздействия в соответствии с СП 14.13330.

Расчет конструкций и оснований должен выполняться на основное и особое сочетания нагрузок. При расчете на особое сочетание с учетом сейсмического воздействия значения расчетных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по таблице 2 СП 14.13330. При этом температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта не учитываются.

1.4.8.2 Интенсивность сейсмических воздействий в баллах (сейсмичность) для района строительства следует принимать на основе комплекта карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации, который отражает 10 %-ную (карта А), 5 %-ную (карта В), 1 %-ную (карта С) вероятности возможного превышения в течение 50 лет указанных на картах значений сейсмической интенсивности. Указанным значениям вероятностей соответствуют следующие средние интервалы времени между землетрясениями расчетной интенсивности: 500 лет (карта А), 1000 лет (карта В), 5000 лет (карта С).

Решение о выборе карты для оценки сейсмичности площадки при проектировании конкретного объекта принимается заказчиком по представлению генерального проектировщика. При отсутствии информации карту А использовать для объектов пониженного или обычного уровня ответственность, карту В – для повышенного уровня, карту С – для особо ответственных (элементы АЭС, особо опасных объектов и пр.).

1.4.9 Устойчивость к прогрессирующему обрушению.

1.4.9.1 Основные положение.

• Высотные здания должны быть защищены от прогрессирующего (цепного) обрушения в случае локального разрушения их несущих конструкций при аварийных воздействиях, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий (пожары, взрывы, ударные воздействия транспортных средств, несанкционированная перепланировка и т. п.). В случае аварийных воздействий допускаются локальные разрушения отдельных вертикальных несущих элементов в пределах одного этажа или участка перекрытия одного этажа, не приводящие к обрушению или разрушению конструкций, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными аварийным воздействием.

Расчет здания в случае локального разрушения конструкций проводят только по предельным состояниям первой группы. Развитие неупругих деформаций, перемещения конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой ЧС не ограничивают.

• Устойчивость высотного здания против прогрессирующего обрушения следует обеспечивать наиболее экономичными средствами:

о рациональным конструктивно-планировочным решением здания с учетом возможности возникновения рассматриваемой аварийной ситуации;

о конструктивными мерами, обеспечивающими неразрезность конструкций;

о применением материалов и конструктивных решений, обеспечивающих развитие в элементах конструкций и их соединениях пластических деформаций.

• Реконструкцию высотного здания, в частности перепланировку и переустройство помещений, следует выполнять так, чтобы не снижать его устойчивость против прогрессирующего обрушения.

• В качестве локального гипотетического разрушения следует рассматривать разрушение (удаление) несущих конструкций одного (любого) этажа здания на участке, ограниченном кругом площадью до 80 м² (диаметр 10 м) для зданий высотой до 200 м и до 100 м² (диаметр 11,5 м) для зданий выше 200 м, в следующих случаях:

о пересекающихся стен на участках от места их пересечения (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной другого направления или на участке указанного размера (при размещении центра круга в месте пересечения стен);

о отдельно стоящей стены (стены) от края до ближайшего проема или на участке указанного размера (при размещении центра круга на краю стены);

о отдельно стоящей стены (стены) от края до ближайшего проема или на участке указанного размера (при размещении центра круга в центре тяжести сечения стены);

о колонн (пилонов) или колонн (пилонов) с примыкающими к ним участками стен, расположенных на участке указанного размера [при размещении центра круга в центре тяжести сечения одной из колонн (пилона)].

Для оценки устойчивости здания к прогрессирующему обрушению рассматривают наиболее опасные расчетные схемы разрушения.

Схемы локальных гипотетических разрушений определяются генеральным проектировщиком с учетом вышеуказанных случаев.

1.4.9.2. Расчетные нагрузки и характеристики материалов

• Расчет по прочности и устойчивости проводят на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее в себя постоянные и временные длительные нагрузки, а также воздействие на конструкцию здания локальных гипотетических разрушений по 8.3.1.4. Локальное разрушение может быть расположено в любом месте здания.

• Постоянная и длительная временная нагрузки принимаются согласно действующим нормативным документам и принятым проектным решениям с коэффициентами сочетания нагрузок и коэффициентами надежности по нагрузкам, равными 1.

• Расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов принимаются равными их нормативным значениям согласно действующим нормативным документам на проектирование железобетонных и стальных конструкций.

1.4.9.3. Методы расчета

• Для расчета высотных зданий следует использовать пространственную расчетную модель. В модели могут учитываться элементы, которые при нормальных эксплуатационных условиях являются ненесущими (например, навесные наружные стеновые панели, железобетонные ограждения балконов и т. п.), а при наличии локальных воздействий активно участвуют в перераспределении усилий в элементах конструктивной системы.

Расчетная модель здания должна отражать все схемы локальных разрушений в соответствии с 1.4.9.1 При этом для каждого локального разрушения следует разрабатывать отдельную расчетную модель.

Удаление одного или нескольких элементов изменяет конструктивную схему и характер работы элементов, примыкающих к месту разрушения либо зависших над ним, что необходимо учитывать при назначении жесткостных характеристик элементов и их связей.

• Расчет здания следует выполнять с использованием программных комплексов, реализующих МКЭ, допускающих возможность учета физической и геометрической нелинейности жесткостных характеристик элементов.

В конструкциях, для которых требования прочности не удовлетворяются, должно быть предусмотрено резервирование прочности (увеличение размеров поперечных сечений, увеличение количества болтов, повышение прочности стали и т. д.), либо должны быть приняты другие меры, повышающие сопротивление конструктивной системы здания прогрессирующему обрушению.

• В случае обеспечения пластичной работы конструктивной системы в предельном состоянии проверку устойчивости против прогрессирующего обрушения элементов, расположенных над локальными разрушениями, следует проводить кинематическим способом метода предельного равновесия, дающим наиболее экономичное решение.

• В общем случае необходимо выполнить проверку прочности и устойчивости вертикальных

и горизонтальных несущих конструкций, прилегающих к локальному разрушению, так как его воздействие может привести к увеличению напряжений и усилий. При этом следует рассматривать как конструкции этажа, на котором возникает локальное разрушение, так и конструкции вышележащего и нижележащего этажей.

• Каждое перекрытие высотного здания должно быть рассчитано на восприятие веса участка перекрытия вышележащего этажа (постоянная и длительная нагрузки с коэффициентом динамичности kf = 1,5) на площади 80 м² для зданий высотой до 200 м и 100 м² для зданий выше 200 м.

1.5 Предельные деформации конструкций многоэтажных зданий, ускорения колебаний

1.5.1 Предельные прогибы и перемещения несущих и ограждающих конструкций многоэтажных зданий при расчете по второй группе предельных состояний следует определять в соответствии с [13].

1.5.2 При расчете строительных конструкций должно быть выполнено условие

$$f \le f_u, \qquad (6)$$

где f – прогиб (выгиб) и перемещение элемента конструкции (или конструкции в целом);

f_u,– предельный прогиб (выгиб) или перемещение, регламентированные в [13].

Расчет необходимо производить исходя из следующих требований:

а) технологических (обеспечение условий нормальной эксплуатации технологического и подъемно-транспортного оборудования, контрольно-измерительных приборов и т.д.). Расчетная ситуация должна соответствовать действию нагрузок, влияющих на работу технологического оборудования;

б) конструктивных (обеспечение целостности примыкающих друг к другу элементов конструкций и их стыков, обеспечение заданных уклонов). Расчетная ситуация должна соответствовать действию нагрузок, которые могут привести к повреждению смежных элементов в результате значительных прогибов и перемещений;

в) физиологических (предотвращение вредных воздействий и ощущений дискомфорта при колебаниях). Расчетная ситуация должна соответствовать состоянию, связанному с колебаниями конструкций, и при этом необходимо учитывать нагрузки, влияющие на колебания конструкций, ограничиваемые требованиями [13];

г) эстетико-психологических (обеспечение благоприятных впечатлений от внешнего вида конструкций, предотвращение ощущения опасности). Расчетная ситуация должна соответствовать действию постоянных и длительных нагрузок.

Каждое из указанных требований должно быть выполнено при расчете независимо от других.

1.5.3 Ограничения колебаний конструкций следует устанавливать в соответствии с СН 2.2.4/2.1.8.566, а также с учетом п. 1.5.9.

1.5.4 Расчетные ситуации, для которых следует определять прогибы и перемещения, соответствующие им нагрузки, а также требования, касающиеся строительного подъема, приведены в [13].

1.5.5 Прогибы элементов конструкций не ограничиваются исходя из эстетико-психологических требований, если не ухудшают внешний вид конструкций (например, мембранные покрытия, наклонные козырьки, конструкции с провисающим или приподнятым нижним поясом) или если элементы конструкций скрыты от обзора. Прогибы не ограничиваются исходя из указанных требований и для конструкций перекрытий и покрытий над помещениями с непродолжительным пребыванием людей (например, трансформаторных подстанций, чердаков).

1.5.6 Предельные горизонтальные перемещения верха многоэтажных и высотных зданий f_{ult} с учетом крена фундаментов при расчете по недеформированной схеме в зависимости от высоты здания h не должны превышать $h/500$ (h – строительная высота здания, равная расстоянию от верха

фундамента до срединной плоскости плиты покрытия). Перемещения верха определяют при действии нагрузок, отвечающих соответствующей расчетной ситуации по второй группе предельных состояний. Для зданий высотой более 150 м предельные деформации назначаются специальными техническими условиями в пределах 1/500... 1/1000 высоты здания.

1.5.7 При расчете по деформированной схеме значения предельных горизонтальных перемещений верха здания должны также ограничиваться величиной $h/500$, а также исходя из условий эксплуатации технологического оборудования.

1.5.8 Допускается горизонтальные перемещения верха зданий с применением монолитных железобетонных конструкций в ядрах и стенах жесткости определять при пониженных упругих жесткостях железобетонных элементов. В первом приближении значения модуля упругости материала E_b допускается принимать с понижающими коэффициентами: 0,6 – для вертикальных сжатых элементов; 0,2 – для плит перекрытий (покрытий) при наличии трещин, 0,3 – при отсутствии трещин.

1.5.9 Расчет перекосов вертикальных этажных ячеек от неравномерных вертикальных и горизонтальных деформаций соседних несущих конструкций стен выполняют с учетом стадии возведения, а также времени и длительности приложения нагрузок. При этом необходимо учитывать работу основания. Величина перекосов вертикальных ячеек не должна превышать $h_s/300$, где h_s – высота этажа, равная расстоянию между срединными плоскостями плит смежных этажей. Для зданий высотой более 150 м предельные перекосы вертикальных этажных ячеек назначаются специальными техническими условиями, исходя из принципа сохранности перегородок и ограждающих конструкций.

1.5.10 Прогибы элементов покрытий должны быть такими, чтобы, несмотря на их наличие, был обеспечен уклон кровли не более 1/200 в одном из направлений (кроме случаев, оговоренных в других нормативных документах).

1.5.11 Предельные прогибы элементов конструкций покрытий и перекрытий, ограничиваемые исходя из технологических, конструктивных и физиологических требований, следует отсчитывать от изогнутой оси, соответствующей состоянию элемента в момент приложения нагрузки, от которой вычисляется прогиб, а ограничиваемые исходя из эстетико-психологических требований – от прямой, соединяющей опоры этих элементов.

1.5.12 Предельные прогибы для различных расчетных ситуаций приведены в [13].

Для элементов конструкций зданий и сооружений, предельные прогибы и перемещения которых не оговорены настоящим руководством и другими нормативными документами, вертикальные и горизонтальные прогибы и перемещения от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок не должны превышать 1/150 пролета или 1/75 вылета консоли.

1.5.13 При проектировании стальных конструкций, как части сталежелезобетонной конструкции, прогибы и предельно допустимые деформации, раскрытие трещин и т.д. следует вычислять и определять, как для сталежелезобетонной конструкции в соответствии с требованиями [14].

1.5.14 При оценке комфортности пребывания людей в зданиях (динамическая комфортность) расчетные значения ветровой нагрузки wc принимаются равными

$$w_c = 0{,}7 w_p, \tag{7}$$

где w_p – нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Максимальное ускорение перекрытия эксплуатируемого этажа здания не должно превышать величины $a_{c,max}$ = 0,08 м/с².

1.5.15 При колебаниях строительных конструкций зданий и сооружений классификацию вибраций, нормируемые параметры, их предельно допустимые значения необходимо устанавливать согласно требованиям соответствующих действующих нормативных документов.

При наличии высокоточного оборудования и приборов, чувствительных к колебаниям конструкций, на которых они установлены, предельные значения виброперемещений, виброскорости, виброускорения следует определять в соответствии с заданием на проектирование.

1.6 Обеспечение общей устойчивости каркасов, разбивка зданий на температурные блоки

1.6.1 Конструктивная система многоэтажного здания является совокупностью взаимосвязанных несущих конструктивных элементов, обеспечивающих его прочность, устойчивость и необходимый уровень эксплуатационных качеств. Конструктивные системы многоэтажных зданий состоят из вертикальных несущих элементов (колонн, стен, диафрагм, ядер жёсткости), горизонтальных несущих элементов (плит перекрытий, покрытия, ферм) и фундамента.

Общая устойчивость многоэтажных каркасов обеспечивается:

1. в вертикальных плоскостях – наличием ядер жесткости, стен, вертикальных связевых ферм;

2. в горизонтальной плоскости – наличием жестких дисков в виде сборных или монолитных перекрытий, объединенных со стальными балками каркаса специальными связями (гибкими или жесткими упорами, арматурными выпусками и т.д.).

1.6.4 При наличии у многоэтажного здания развитой в плане и малоэтажной стилобатной части, а также разновысоких зданий в многоэтажном комплексе, следует предусматривать деформационные осадочные швы, отделяющие их друг от друга. Также в зависимости от габаритных размеров в плане примыкающих друг к другу зданий и стилобата, следует предусматривать температурно-усадочные швы. Требуемые расстояния между температурно-усадочными швами следует устанавливать расчетом. Отказ от деформационных и температурно-усадочных швов необходимо обосновывать расчетом.

1.6.5 Расчет на устойчивость формы и положения выполняют на действие расчетных постоянных, длительных и кратковременных нагрузок.

Для зданий со стальным каркасом коэффициент запаса по устойчивости формы, представляющий собой отношение расчетной величины нагрузки, при которой возникает возможность потери общей устойчивости здания, к величине эксплуатационной нагрузки на конструктивную систему, должен быть не менее 1,3 при расчёте по деформированной схеме и не менее 2,0 при расчете по недеформированной схеме.

При расчете устойчивости формы конструктивной системы необходимо учитывать нелинейную работу материалов.

1.6.6 При расчете устойчивости здания на опрокидывание следует рассматривать его конструктивную систему как жесткое недеформируемое тело. При расчете на опрокидывание удерживающий момент от вертикальной нагрузки должен превышать опрокидывающий момент от горизонтальной нагрузки с коэффициентом запаса 1,5.

Расчет на устойчивость формы и положения (опрокидывание) конструктивной системы многоэтажного здания следует производить на действие расчетных постоянных, временных длительных и кратковременных вертикальных и горизонтальных нагрузок.

1.7 Наружные стены

1.7.1 Наружные стены в многоэтажных зданиях, помимо предъявляемых к ним общих требований в соответствии с действующими нормативными документами, должны:

а) воспринимать дифференцированные по высоте ветровые нагрузки, в том числе их пульсационную составляющую, в соответствии с [13]; воспринимать пиковые ветровые воздействия в соответствии с [13];

б) соответствовать требованиям к уровню тепловой защиты зданий;

в) иметь класс пожарной опасности в соответствии с требованиями п. 5.2.2 [16]. Для зданий класса КС-3 – принимается класс пожарной опасности К0, кроме того должны отвечать требованиям по огнестойкости наружных ограждающих конструкций, изложенным в Федеральном законе от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности»;

г) иметь долговечность теплоизолирующего слоя, равную долговечности ограждающей конструкции. В противном случае конструкция наружного ограждения должна обеспечивать ремонт или замену теплоизолирующего слоя.

д) отвечать особым эксплуатационным требованиям, связанным с обслуживанием и ремонтом фасадов высотных зданий.

1.7.2 Узлы крепления ненесущих наружных стен (или наружных слоев несущих стен) к несущим конструкциям здания должны обеспечивать их свободные деформации при температурно-влажностных воздействиях.

1.7.3 Крепления навесных наружных стен к несущим конструкциям здания следует выполнять преимущественно с помощью болтовых соединений.

1.7.4 Металлические элементы конструкций должны быть защищены от коррозии согласно СП 72.13330.2016, СП 28.13330.2012.

1.7.5 Проектирование ограждающих конструкций следует выполнять с учетом класса сооружения, к которому отнесено здание (в соответствии с ГОСТ 27751). При разработке проектной документации необходимо выполнить прочностные и теплотехнические расчеты, указать решения основных узлов системы. Применяемые элементы основных несущих и ограждающих конструкций должны соответствовать требованиям действующих строительных норм и правил, государственных стандартов. Проектная документация должна содержать схемы фасадных систем, узлы крепления системы к основным несущим конструкциям.

1.8 Перегородки

1.8.1 Перегородки многоэтажных зданий должны соответствовать требованиям действующих строительных норм и правил, государственных стандартов.

1.8.2 Перегородки должны соответствовать назначению и внутренней отделке здания.

1.8.3 Перегородки должны соответствовать требованиям пожарной безопасности, изложенным в Федеральном законе от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» и СП 2.13130.

1.8.4 Перегородки должны соответствовать санитарным требованиям:

а) иметь малую проницаемость для газов, паров и воды;

б) поверхность перегородок должна легко и без повреждения поддаваться дезинфекции;

в) перегородки не должны иметь трещин, щелей и пустот.

1.8.5 Перегородки должны отвечать требованиям звукоизоляции согласно СП 23-103 и СП 51.13330.

1.8.6 Для снижения общего веса здания и расхода стали на перекрытия при проектировании следует отдавать предпочтение современным легкобетонным материалам или системам каркасных перегородок из легких профилей. Следует избегать проектирование перегородок из керамического кирпича, цементных блоков.

1.9 Перекрытия

1.9.1 Перекрытия многоэтажных зданий должны соответствовать требованиям действующих строительных норм и правил, государственных стандартов.

1.9.2 Перекрытия в зданиях со стальным каркасом следует проектировать сборными, монолитными или сборно-монолитными с опиранием на стальные балки. Опирание перекрытия на балки может выполняться сверху или в одном уровне. При проектировании зданий жилого назначения следует отдавать предпочтение опиранию перекрытий в одном уровне; при проектировании зданий общественного назначения – опиранию перекрытий на балки сверху. Проектом устанавливается необходимость

1.9.3 При проектировании плит перекрытий из монолитного железобетона следует соблюдать требования по конструированию железобетонных конструкций, приведенные в СП 63.13330.

1.9.4 Перекрытия должны соответствовать требованиям пожарной безопасности, изложенными в ФЗ № 123 от 22 июля 2008 г. и СП 2.13130.

1.9.5 Перекрытия должны отвечать требованиям звукоизоляции согласно СП 23-103 и СП 51.13330.

1.9.6 Правила проектирования балок и балочных клеток приведены в разделе 4.

1.10 Конструкции из профилированного настила

1.10.1 Конструкции из профилированного настила в зданиях со стальным каркасом следует применять для устройства покрытий и перекрытий.

1.10.2 Общая толщина монолитной плиты перекрытия по профилированному настилу, который используется в качестве несъемной опалубки, должна быть не менее 125 мм. Толщина бетона над верхней поверхностью гофров настила должна быть не менее 50 мм, над верхним концом анкерного упора – не менее 30 мм. Листы профилированного настила должны соединяться между собой по продольным краям внахлест крайними полками с помощью комбинированных заклепок или самонарезающих винтов диаметром от 4,8 до 5,5 мм с шагом не более 400 мм. Настил должен крепиться к стальным опорным балкам перекрытия самонарезающими винтами или дюбелями диаметром от 4,5 до 6,3 мм в каждом гофре. Ширина нижних полок настила, в гофрах которого располагаются анкерные упоры, должна быть не менее 50 мм. Упоры располагаются симметрично относительно оси опорной балки с шагом по длине балки не менее 50 мм и не более 400 мм. Необходимую звукоизоляцию принимать с учетом требований СП 23-103 и СП 51.13330.

1.10.3 При проектировании плит перекрытий из монолитного железобетона по профилированному настилу, который используется в качестве несъемной опалубки, следует соблюдать требования по конструированию железобетонных конструкций, приведенные в СП 63.13330, [11] и [10].

2 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТАМ КОНСТРУКЦИЙ

2.1 Расчетные сочетания усилий

2.1.1 В расчетные сочетания должны включаться такие воздействия, которые оказывают наиболее неблагоприятное влияние на конструкции с точки зрения рассматриваемого предельного состояния. В расчетах конструкций могут быть использованы сочетания воздействий двух типов:

а) основные, применяемые при проверке надежности в установившихся и переходных расчетных ситуациях;

б) аварийные, применяемые при проверке надежности в аварийных расчетных ситуациях.

2.1.2 Пониженная вероятность одновременного действия нескольких случайных воздействий, как правило, учитывается путем умножения суммы нагрузочных эффектов от действия расчетных значений всех воздействий на коэффициент сочетания $\psi < 1$. Коэффициент сочетания определяется из условия равнообеспеченности суммарного нагрузочного эффекта и расчетных значений отдельных воздействий и зависит от вида учитываемых воздействий и их долей в составе суммарного нагрузочного эффекта. При этом в отечественных нормах [13] используется совместный коэффициент сочетаний и суммарное расчетное усилие или перемещение определяется нагрузкой S , вычисляемой по формуле:

$$S = \psi \Sigma_i S_i \qquad (8)$$

которая понижает значение суммарной нагрузки S, составленной из полных значений S, одновременно действующих нагрузок.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают:

а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;

б) особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

2.1.3 При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок или соответствующих им усилий в формуле S используются коэффициенты сочетаний, равные:

а) в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0{,}95$ для кратковременных $\psi_2 = 0{,}9$;

б) в особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0{,}95$; для кратковременных $\psi_2 = 0{,}8$ кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений для сейсмических районов и в других нормах проектирования конструкций и оснований. При этом особую нагрузку следует принимать без снижения.

2.1.4 При учете основных сочетаний, включающих постоянные нагрузки и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты сочетаний ψ_1 , ψ_2 не используют.

2.1.5 При большом количестве нагрузок, комбинации рекомендуется генерировать с помощью сертифицированных программных комплексов.

2.1.6 Для зданий со сложными геометрическими формами и неоднозначным распределением постоянных и временных нагрузок, рекомендуется натурное и программное моделирование реальных условий эксплуатации.

2.2 Учет неточностей монтажа

2.2.1 Как показано в 7.1.8 СП 294.1325800 [24], учитываемый при расчете центрально сжатых колонн коэффициент φ, случайный эксцентриситет e_b не учитывает особенности многоэтажных и высотных зданий. Кроме того, колонны нижних этажей имеют малую условную гибкость, и значение данного коэффициента приближается к 1,0. К несовершенствам, характерным для колонн многоэтажных и высотных зданий, относятся:

а) отклонение осей верхнего и нижнего сечений элемента от строительных осей здания, в результате которого отправочный элемент располагается под углом Θ относительно вертикальной оси (рисунок 2.1, а, б);

б) неточное (эксцентричное) совмещение опорных сечений смежных элементов колонн ε (рисунок 2.1, в, д);

в) неплотное прилегание фрезерованных торцов в стыке и заполнение их подкладками (рисунок 2.1, г).

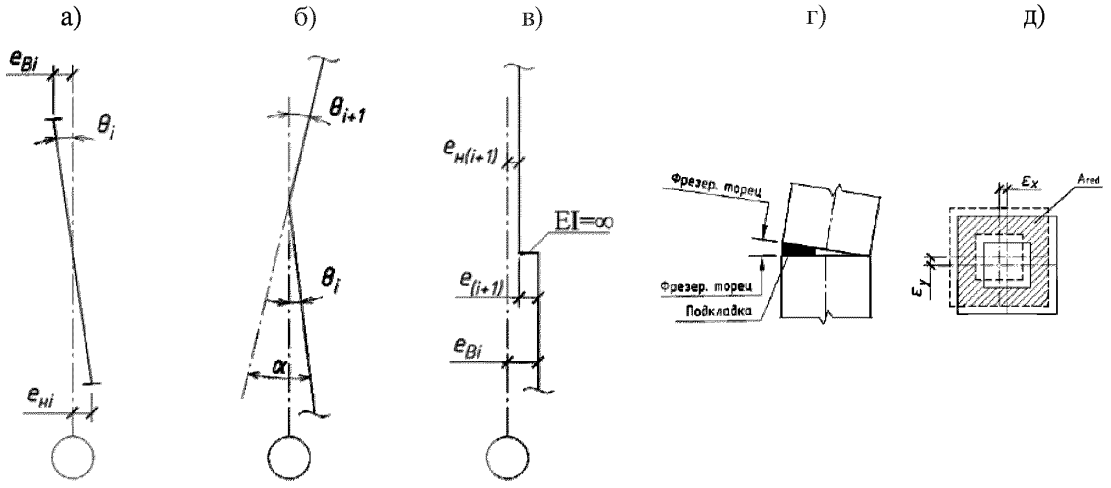


Рисунок 2.1 – **Погрешности, возникающие при монтаже колонн многоэтажных зданий**

2.2.2 Для массивных колонн высотных зданий величины напряжений, определенные с учетом всех несовершенств (см. 2.2.1, а, б), присущих подобного вида конструкциям, превышают напряжения, определенные в соответствии с [12] на величину до 7,2%.

Для обеспечения прочности колонн зданий высотой более 100 м и для более полного учета влияния всех несовершенств на напряженно-деформированное состояние колонн, необходимо увеличивать внутренние усилия в колоннах в местах расположения стыков отправочных элементов (изгибающие моменты и поперечные силы) на следующие величины:

$$M = a_M N + b_M, \qquad Q = a_Q N + b_Q, \tag{9}$$

где: M и Q – дополнительный изгибающий момент и поперечная сила в стыке, N – продольная сила в уровне стыка от основного сочетания нагрузок, a_M, b_M, a_Q, b_Q – коэффициенты уравнения для вычисления соответствующих усилий, принимаемые по результатам статистического анализа случайных величин отклонений в соответствии с таблицей 2.1.

Таблица 2.1

Поперечное сечение	Силовая плоскость	Усилие, кНм, кН	a	b
Двутавровое	Плоскость EI_{max}	M	0,007	-8,92
		Q	0,006	-20,06
	Плоскость EI_{max}	M	0,008	-9,46
		Q	0,001	-2,31
Коробчатое	Любая	M	0,014	-37,15
		Q	0,002	59,01

2.2.3 Для зданий высотой более 100 м при проектировании стальных балок, направленных перпендикулярно к плоскости фасада, и их узлов крепления к колоннам следует дополнительно учитывать силу сжатия, которая передается на балки и узлы при ветровых воздействиях на фасад, а также от переломов колонн, вызванных неточностями монтажа. Значение величины данной силы

принимают по результатам пространственного расчета здания с учетом всех нагрузок и воздействий (в том числе – ветровых, сейсмических и т.д.), но не менее 0,3% от вертикального усилия от основного сочетания нагрузок в наружной колонне, к которой примыкает балка.

2.3 Компьютерные модели зданий и расчет несущей системы

2.3.1 При создании компьютерной модели здания принимаются следующие идеализации:

а) **Идеализация геометрии** - назначение основных размеров, которые могут несколько отличаться от натурных с целью придания возможной регулярности для сокращения задания исходной информации и дальнейшего обеспечения анализа результатов; в случае принятия стержневой или пластинчатой схемы - замена стержней на «проволочную» систему, а пластин на плоскостную систему, не имеющую поперечных размеров (здесь также возможны отступления, допустимость которых определяет инженер, принятые оси стержней и пластин могут не совпадать с их нейтральными плоскостями), различные конструктивные включения (например, консоли) могут быть проигнорированы и др.

б) **Моделирование свойств материала.** Для создания расчетной модели используют упрощенную теорию линейной упругости материала, в соответствии с которой все элементы конструкции будут работать упруго в соответствии с законом Гука.

$$E = \sigma / \varepsilon \qquad (10)$$

Для более точных расчетов задаются нелинейной диаграммой работы материала σ – ε, которая может учитывать нелинейную, неупругую работу материала с учетом разгрузки (см. 1.1.16, 1.1.18).

в) **Идеализация конструктивных решений.** При создании расчетной схемы, особое внимание стоит уделить назначению соединений элементов конструкций. Анализируя реальную конструкцию необходимо рационально задать степени свободы в узлах. Наиболее простые варианты соединений это шарнирное и жесткое, при более подробном описании, узлам задается конечная жесткость.

2.3.2 Важным вопросом идеализации является принятие решения о расчете по деформированной схеме. Рамы, плиты, балки небольших пролетов, как правило, рассчитываются по недеформированной схеме. Здания высотой до 150 м включительно рассчитывают также по недеформированной схеме, а выше – в том числе и по деформированной схеме.

2.3.3 При создании расчетной схемы следует моделировать:

1) стальные и железобетонные колонны, сваи – стержневыми конечными элементами (далее – КЭ);

2) железобетонные стволы, диафрагмы жесткости, несущие стены, стальные и железобетонные балки-стенки, фасонки тяжелых перехватных и аутригерных ферм, фундаментные плиты, плиты перекрытий – оболочечными КЭ; запрещается применять стержневые КЭ для моделирования балок-стенок и проч., размер поперечного сечения которых сопоставим или равен высоте этажа;

3) комбинированные колонны и стены с массивной бетонной частью, поперечный размер которых сопоставим с ее высотой – объемными КЭ с обязательными включениями жесткой арматуры, которую моделируют стержневыми КЭ (совместность работы железобетона и стали в расчете учитывается путем создания общих узлов объемных и стержневых КЭ);

4) продольные, изгибные и крутильные жесткости элементов стержневых КЭ;

5) условия взаимного примыкания элементов друг к другу – введением шарниров, защемлений, связей конечной жесткости (вводится для отдельных узлов, при том, что их учет существенно влияет на результат расчета), жестких вставок при наличии эксцентриситетов;

6) на заключительных этапах расчетов (в процессе рабочего проектирования или на этапе строительства здания) неточности монтажа учитываются путем введения дополнительных эквивалентных нагрузок (моментов и сил) на колоннах по главным осям элементов в соответствии с пред-

варительной разрезкой колонн на элементы, при этом направления сил и моментов чередуются от яруса колонн к ярусу; для элементов жесткой арматуры, принимая во внимание наличие железобетонных обойм и стен эксцентриситеты от неточностей монтажа допускается не учитывать.

2.3.4 Для зданий высотой более 100 м в соответствии с требованиями ГОСТ 27751 следует выполнять параллельный расчет конструктивной системы здания независимой организацией с применением сертифицированных программных комплексов, реализующих метод конечных элементов. Данный расчет выполняют при помощи программных комплексов, разработанных независимо от программных комплексов, используемых для основного расчета. Параллельный расчет выполняется для контроля основных параметров основной расчетной схемы, составленной проектировщиком, и сравнивается с ней по следующим параметрам от основного сочетания нагрузок:

- усилия в наиболее нагруженных колоннах, стенах, балках, плитах перекрытий,
- горизонтальные перемещения верха здания, перекос этажной ячейки,
- ускорения перекрытий от пульсационной составляющей ветровой нагрузки,
- собственные частоты колебаний конструкций,
- выборочная проверка на прочность, жесткость, устойчивость в согласно нормам проектирования соответствующего вида конструкций.

По результатам выполнения параллельного расчета составляется сопоставительная таблица в которой указываются величины расхождений полученных результатов по параметрам, представленным выше. Удовлетворительной считается сходимость результатов на уровне 5-10%.

2.3.5 Для конструктивной системы высотных зданий необходимо выполнять следующие расчеты:

1) расчет горизонтальных перемещений верха;

2) расчет форм собственных колебаний;

3) расчет устойчивости формы и устойчивости положения (опрокидывание и сдвиг);

4) расчет перекосов этажных ячеек;

5) расчет максимальной осадки, разности осадок и крена здания;

6) расчет прогибов плит перекрытий;

7) расчет ускорений колебаний перекрытий верхних этажей;

8) расчет усилий и перемещений, возникающих в основных несущих конструкциях, а также узлах их сопряжений по результатам общего расчета конструктивной системы, в том числе расчета на прогрессирующее обрушение, а также транспортных и монтажных нагрузок.

2.3.6 В результате расчета несущей конструктивной системы должны быть установлены следующие параметры:

1) горизонтальные перемещения верха конструктивной системы;

2) перекос этажных ячеек;

3) прогибы элементов перекрытий;

4) коэффициент запаса устойчивости формы конструктивной системы;

5) коэффициент запаса устойчивости положения конструктивной системы;

6) ускорения колебаний перекрытия верхнего этажа (жилого, административного или иного общественного назначения);

7) средняя осадка, разность осадок фундамента и крен фундамента конструктивной системы.

Полученные значения параметров конструктивной системы не должны превышать предельно допустимые значения, установленные соответствующими нормативными документами ([13] и пр.) и требованиями настоящего стандарта организации.

2.3.7 Расчеты по первой и второй группам предельных состояний бетонных и железобетонных конструкций следует выполнять в соответствии с положениями СП 63.13330.

2.3.8 Расчет по первой и второй группам предельных состояний стальных элементов, их соединений следует выполнять в соответствии с [12].

2.3.9 Расчет по первому и второму предельным состояниям сталежелезобетонных элементов конструкций следует выполнять в соответствии с СП 266.1325800.2016.

2.3.10 Расчет несущей конструктивной системы следует производить для последовательных стадий возведения (при существенном изменении расчетной ситуации) и для стадии эксплуатации, принимая расчетные схемы, отвечающие рассматриваемым стадиям. Как правило, для зданий высотой до 100 м с простой конструктивной системой, как показано на рисунке 1.3 а, б расчет для последовательных стадий возведении не дает существенного эффекта в напряженно-деформированном состоянии несущих конструкций и поэтому не выполняется. Обязательно следует рассчитывать конструкции многоэтажных и высотных зданий любой высоты для последовательных стадий возведения, имеющих перехватные конструкции (для перемены шага колонн), а также аутригерные конструкции.

2.3.11 При решении практических задач часто возникают вопросы, связанные с выбором типа элемента. Для решения одной и той же задачи (например, изгиба плиты) существует целый набор конечных элементов, имеющих различные свойства. Поэтому при использовании какого-либо программного комплекса пользователь должен убедиться, что для всех конечных элементов этого комплекса проведены исследования и получены оценки порядка сходимости по перемещениям и напряжениям.

2.4 Центрально-сжатые и центрально-растянутые элементы

2.4.1 При проверке прочности центрально растянутых элементов с ослаблением сечений отверстиями для болтов должны быть выполнены следующие условия:

$$N\gamma_u / \beta A_n R_u \le 1; \qquad (10)$$

$N / AR_y \le 1$ (ослабление менее 15%); $N / 1{,}18\alpha\, AR_y \le 1$ (ослабление менее 15%)

где γ_u – коэффициент, принимаемый по [12];

β – коэффициент, принимаемый > 1,0;

A_n – площадь сечения «нетто»;

R_u и R_y – расчетные сопротивления, принимаемые по [12];

A – площадь сечения «брутто».

$1{,}18\alpha A$ – условная площадь, вводимая в расчет при ослаблении сечения свыше 15%, где $\alpha = A_n / A$.

2.4.2 При расчете на прочность центрально сжатых элементов необходимо учитывать особенности работы стали на сжатие. В частности, расчет на прочность центрально сжатых элементов с соединениями на болтах класса точности А выполняется как для неослабленных элементов.

2.4.3 Расчёт на устойчивость элементов сплошного сечения при центральном сжатии силой N, следует выполнять по формуле

$$N / \varphi AR_y \gamma_c \le 1; \qquad (11)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, значение которого

при $\bar{\lambda} \ge 0{,}6$ следует определять по формуле

$$\varphi = 0{,}5(\delta - \sqrt{(\delta^2 - 39{,}48\,\bar{\lambda}^2)}) / \bar{\lambda}^2; \qquad (12)$$

Значение коэффициента δ в формуле следует вычислять по формуле

$$\delta = 9{,}87\,(1 - \alpha + \beta\lambda) + \bar{\lambda}^2 \qquad (13)$$

где $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y / E}$ – условная гибкость стержня;

α и β – коэффициенты, определяемые по таблице 2.2 зависимости от типов сечений;

$l = l_{ef} / i$ – гибкость элемента в рассматриваемой плоскости;

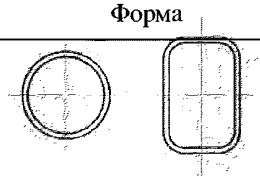
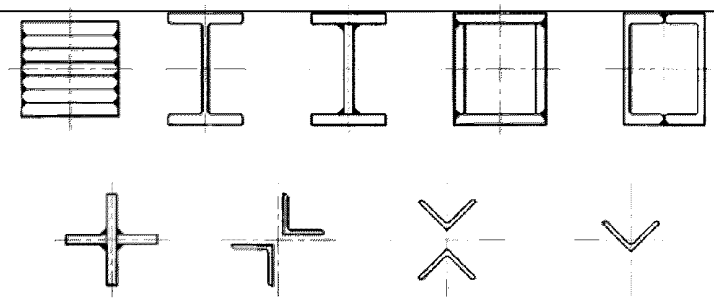
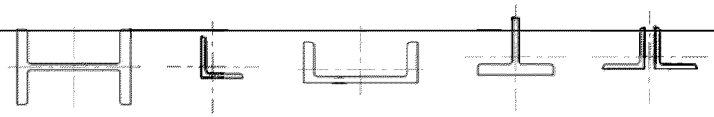
$l_{ef} = L \times \mu$ – расчётная длина элемента в рассматриваемой плоскости;

μ – коэффициент расчётной длины элемента.

Значения коэффициента φ, вычисленные по формуле, следует принимать не более $7{,}6/\bar{\lambda}^2$ при значениях условной гибкости свыше 3,8; 4,4 и 5,8 для типов сечений *a*, *b* и *c*, соответственно.

При значениях $\bar{\lambda} < 0{,}6$ для типов сечений *a* и *b* следует принимать $\varphi = 1$.

Таблица 2.2

Тип сечения		Значение коэффициента	
Обозначение	Форма	α	β
a		0,03	0,06
b		0,04	0,09
c		0,04	0,14

Примечания

1 Для прокатных двутавров высотой свыше 500 мм при расчете на устойчивость в плоскости стенок следует принимать тип сечения *a*.

2.4.4 Частные значения коэффициента φ для поперечных сечений всех типов можно принимать по графику на рисунке 5 в зависимости от величины условной гибкости $\bar{\lambda}$.

Для типа сечения *b* (в соответствии с таблицей 2.2, в том числе для двутавров) частные значения коэффициента φ можно принимать по графику на рисунке 2.3 a, b в зависимости от применяемой стали конструкции.

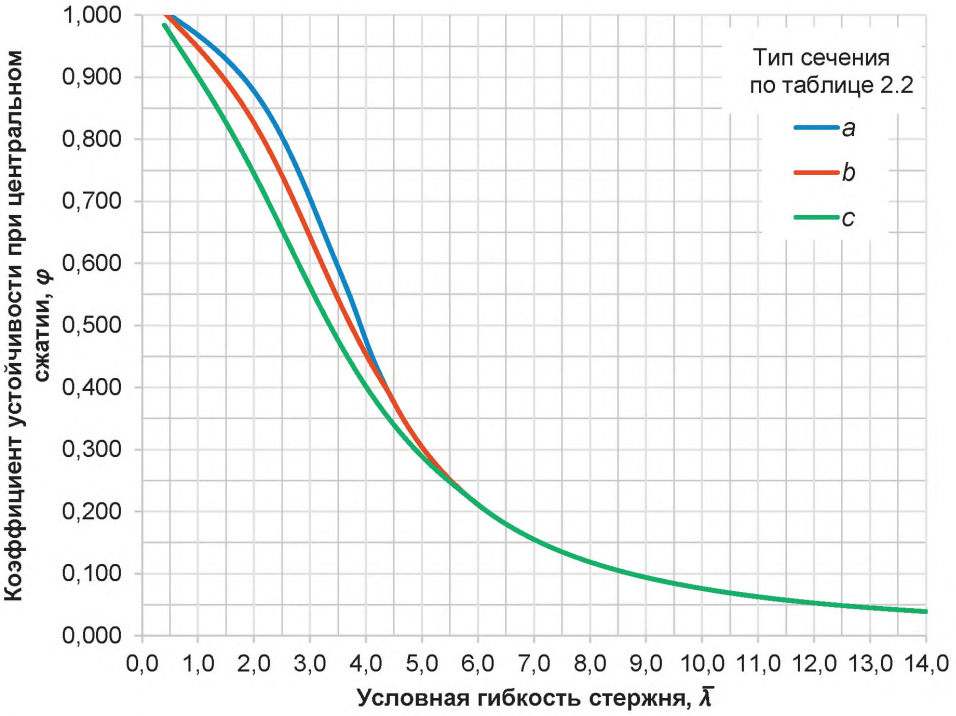


Рисунок 2.2 – **Графики коэффициента φ для любого типа сечения по таблице 2.2 при центральном сжатии**

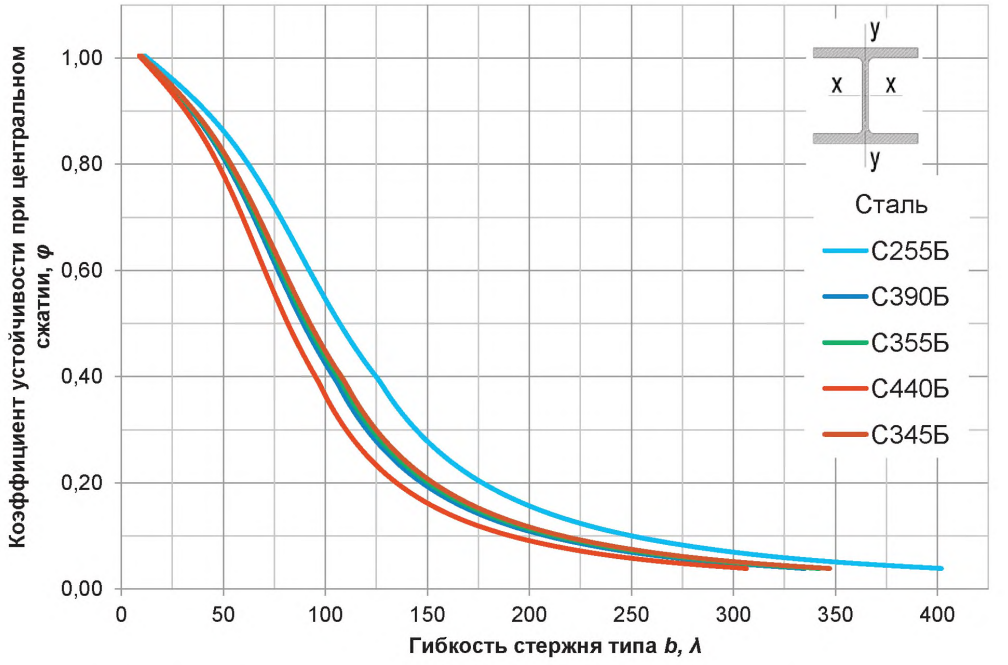


Рисунок 2.3а – **Графики коэффициента φ для любого типа сечения *b* для различных сталей при центральном сжатии**

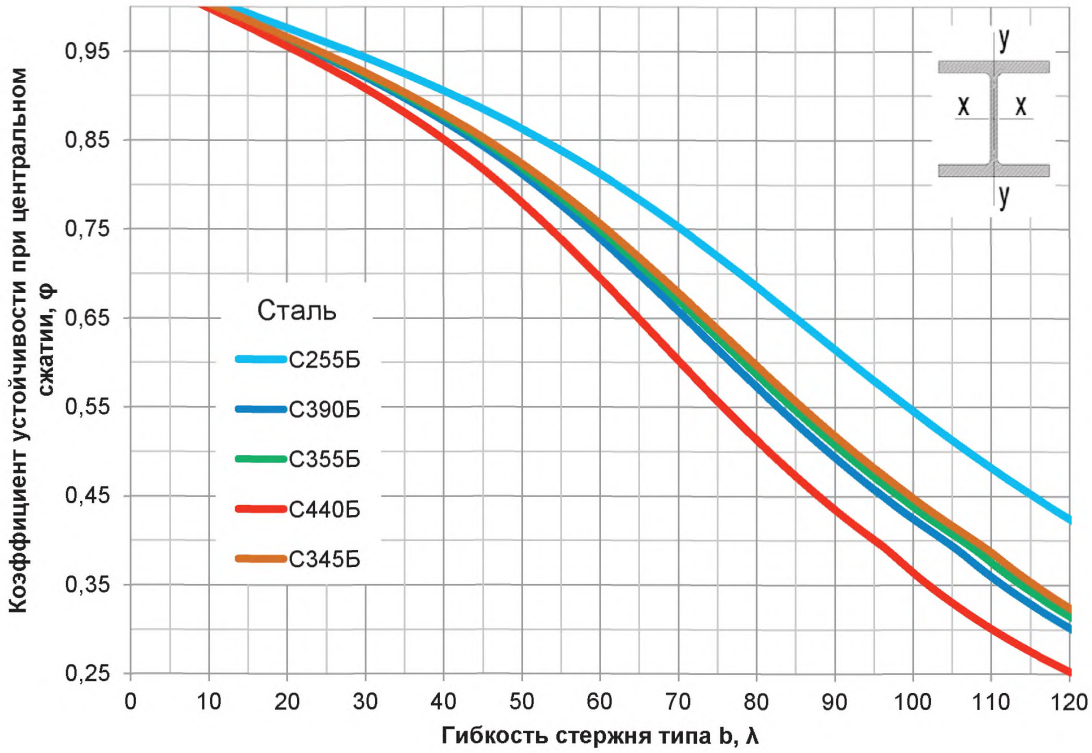


Рисунок 2.3b – **Графики коэффициента *φ* для любого типа сечения *b* для различных сталей при диапазоне гибкостей от 0 до 120**

2.5 Изгибаемые элементы

2.5.1 Расчёт на прочность балок 1-го класса следует выполнять по формулам: при действии момента в одной из главных плоскостей

$$M / W_{n,min} R_y \gamma_c \le 1 \qquad (14)$$

при действии в сечении поперечной силы

$$QS / It_w R_s \gamma_c \le 1 \qquad (15)$$

при действии моментов в двух главных плоскостях (и наличии бимомента)

$$\frac{M_x}{I_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \le 1 \qquad (16)$$

где x и y – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения, а;

при одновременном действии в стенке балки момента и поперечной силы

$$\frac{0{,}87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \le 1, \quad \tau_{xy} / R_s \gamma_c \le 1 \qquad (17)$$

где $\sigma_x = M_{xy} / I_{xn}$ – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной оси балки;

σ_y – то же, перпендикулярное к продольной оси балки, в том числе σ_{loc} – напряжение в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки;

$\tau_{xy} = QS/(It_w)$ – касательное напряжение в стенке.

Напряжения σ_x и σ_y , а также τ_{xy} следует определять в одной и той же точке стенки балки.

При ослаблении стенки отверстиями для болтов левую часть формулы, а также значение τ_{xy} в формуле, следует умножать на коэффициент α, определяемый по формуле

$$\alpha = s / (s - d) \quad (18)$$

где s – шаг отверстий в одном вертикальном ряду;

d– диаметр отверстия.

2.5.2 Расчёт на прочность разрезных балок 2-го и 3-го классов двутаврового и коробчатого сечений из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} \le 440$ Н/мм^2 при касательных напряжениях $\tau_x = Q_x / A_w \le 0{,}9\,R_s$ (кроме опорных сечений) следует выполнять по формулам: при изгибе в плоскости наибольшей жёсткости ($I_x > I_y$)

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn,min} R_y \gamma_c} \le 1 \quad (19)$$

при изгибе в двух главных плоскостях и напряжениях $\tau_y = Q_y/(2A_f) \le 0{,}5R_s$

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn,min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,min} R_y \gamma_c} \le 1 \quad (20)$$

Здесь M_x, M_y – абсолютные значения изгибающих моментов;

c_x, c_y – коэффициенты, принимаемые по таблице Е.1[12];

β – коэффициент, принимаемый равным:

при $\tau_x \le 0{,}5\,R_s$ $\beta = 1$;

при $0{,}5\,R_s < \tau_x \le 0{,}9R_s$

$$\beta = 1 - 0{,}20 / \alpha_f + 0{,}25 \cdot (\tau_x / Rs)^4 \quad (21)$$

Где $\alpha_f = A_f / A_w$ – отношение площади сечения пояса к площади сечения стенки

(для несимметричного сечения A_f – площадь меньшего пояса;

для коробчатого сечения A_w – суммарная площадь сечений двух стенок).

2.6 Сжато-изгибаемые элементы

2.6.1 Расчёт на прочность внецентренно сжатых (сжато- изгибаемых) и внецентренно растянутых (растянуто-изгибаемых) элементов из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} \le 440$ Н/мм^2, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при напряжениях $\tau < 0{,}5R_s$ и $\sigma = N/A_n > 0{,}1R_y$ следует выполнять по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn,min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,min} R_y \gamma_c} \le 1 \quad (22)$$

где N, M_x и M_y, B – абсолютные значения соответственно продольной силы, изгибающих моментов и бимомента при наиболее неблагоприятном их сочетании;

n, c_x, c_y– коэффициенты, принимаемые согласно таблице Е.1 [12].

Если $\sigma = N / A_n \le 0{,}1\,R_y$, то формулу (22) следует применять при выполнении требований п. 8.5.8 [12] и таблицы Е.1 [12].

Расчёт на прочность элементов в случаях, не предусмотренных расчётом по выше представленной формуле, следует выполнять по формуле

$$\frac{\frac{N}{A_n} + \frac{M_x y}{I_{xn}} + \frac{M_y x}{I_{yn}}}{R_y \gamma_c} \le 1, \quad (23)$$

где x, y – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения.

2.6.2 Расчёт на устойчивость внецентренно сжатых (сжато- изгибаемых) элементов постоянного сечения (колонн многоэтажных зданий – в пределах этажа) в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A_n R_y \gamma_c} \leq 1 \qquad (24)$$

В формуле (24) коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом φ_e следует определять по таблице Д.3 [12] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef}, определяемого по формуле:

$$m_{ef} = \eta \frac{M}{N} \frac{A}{W_c}, \qquad (25)$$

где η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по таблице Д.2 [12];

w_c – момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна).

2.6.3 При значениях $m_{ef} > 20$ расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов.

2.6.4 Коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом также можно определять по графикам, представленным на рисунке 2.4 и 2.5.

2.7 Элементы, работающие на кручение

При проектировании металлических конструкций многоэтажных зданий, кручение элементов следует избегать. При необходимости учета кручения, расчеты производить по формулам 43, 70, 105 [12].

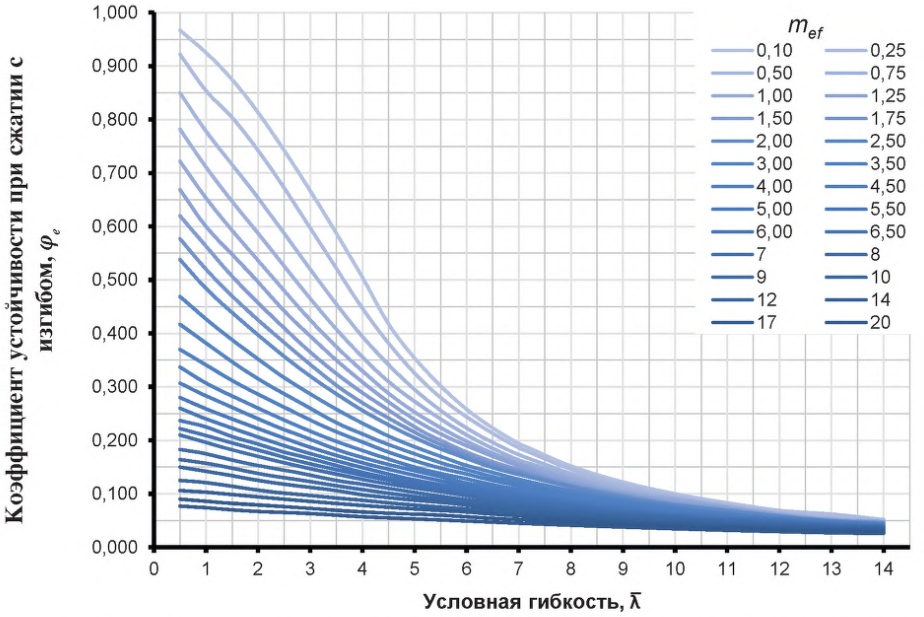


Рисунок 2.4 – **Графики коэффициента φ_e в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ для приведённого эксцентриситета m_{ef}**

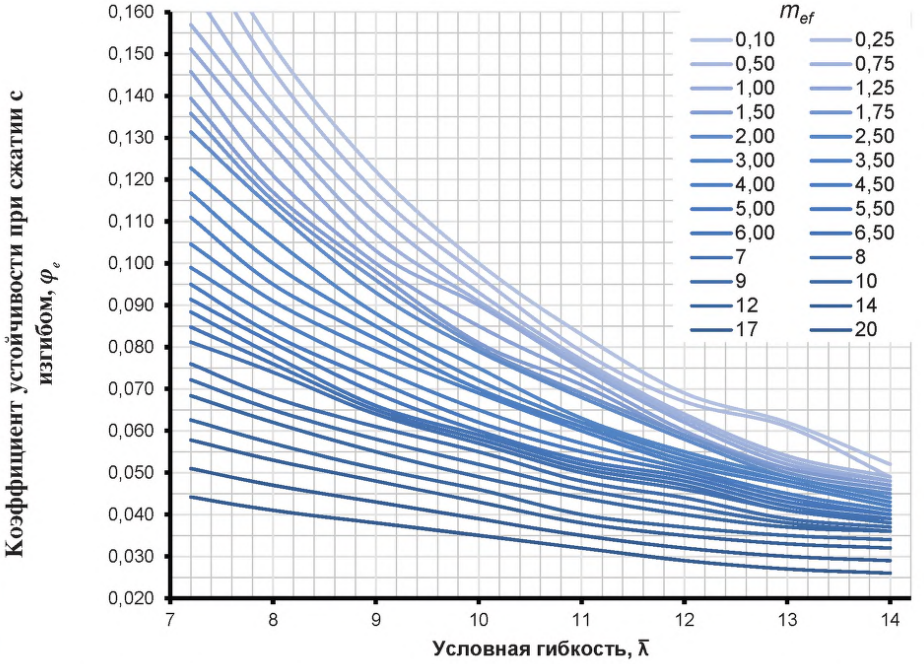


Рисунок 2.5 – **Графики коэффициента φ_e (фрагмент в диапазоне условных гибкостей от 8 до 14)**

3 ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОЛОНН

3.1 Проектирование стержня колонны из фасонного проката

3.1.1 Правильный выбор типа поперечного сечения существенно влияет на общую металлоемкость здания (так как вес колонн может достигать до 60% общего веса стали в здании), простоту узлов примыкания балок, удобство и скорость изготовления и монтажа конструкций. Решение о конструкции колонн должно приниматься после всестороннего анализа следующих конструктивных и экономических факторов:

а) минимальный расход стали и, вместе с тем, минимальная занимаемая площадь на этаже;

б) минимальная трудоемкость изготовления;

в) максимально возможная типизация поперечных сечений колонн в пределах проектируемого здания;

г) простые узлы стыковки колонн по высоте, а также узлы изменения поперечного сечения;

д) простые узлы примыкания балок и связей к колоннам.

3.1.2 Конструкции колонн многоэтажных зданий допускается проектировать прокатными или составными из листа в виде двутавров, коробчатых сечений, крестовых или сплошных прямоугольных сечений из листа, из прямошовных электросварных труб круглого или прямоугольного сечения. Типичные поперечные сечения колонн приведены на рисунке 3.1. Наиболее рациональным поперечным сечением колонн с точки зрения факторов, приведенных в 3.1.1 является прокатный двутавр с параллельными гранями полок (рисунок 3.1, д) по ГОСТ Р 57837 [20], а также изготовленные по техническим условиям на освоенные двутавры [17, 18].

3.1.3 Современные исследования в области проектирования каркасов многоэтажных зданий [21, 22, 23] показывают, что для колонн следует принимать стали повышенной и высокой прочности (С390, С440) для нижних этажей, низколегированные стали (С345) для среднего уровня здания, и стали обычной прочности (С255) для верхних этажей здания. Данное «трехуровневое» разделение характерно для зданий высотой более 100 м. Для многоэтажных зданий высотой до 100 м включительно рекомендуется «двухуровневое» разделение по высоте: С390, С440 для нижних этажей (от трети до половины высоты здания), С255 для остальных колонн. Кроме того, проектирование двутавровых колонн, усиленных листами «в коробку» или по поясам, также считается менее эффективным, так как влечет за собой увеличение времени изготовления конструкций, деформации элемента при сварке. Если по расчету возникает необходимость усиления двутавра листом, то более рационально перейти на более высокую прочность стали.

3.1.4 Сталь для фасонного проката принимается в соответствии с требованиями СП 16.13330, ГОСТ 27772, ГОСТ Р 57837. Для двутавров стали назначаются с индексом «Б», по обозначениям ГОСТ Р 57837 (например, сталь С255Б).

3.1.5 Рациональный шаг колонн, а значит и параметры балочных клеток, следует принимать в соответствии с положениями главы 4.

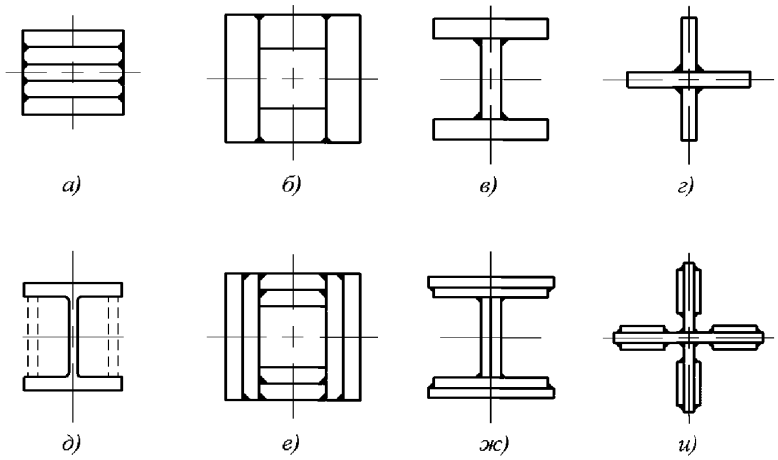


Рисунок 3.1 – **Типичные поперечные сечения колонн для многоэтажных и высотных зданий**

3.1.6 Колонна многоэтажного здания рассчитывается как центрально или внецентренно сжатый стержень по формулам СП 16.13330 [12], раскрепленный из плоскости в обоих направлениях дисками перекрытий (балочные клетки и плита перекрытия). Расчетная длина для колонн первого этажа каркаса на этапе предварительных расчетов принимается с коэффициентом μ=0,7, для всех последующих этажей μ=1,0. Для более точных расчетов следует учитывать фактические расчетные длины по результатам пространственных расчетов каркаса здания на общую устойчивость.

3.1.7 При моделировании расчетных схем каркасов многоэтажных зданий следует учитывать следующие особенности колонн:

а) поворот (ориентацию) поперечного сечения относительно остальных элементов каркаса здания,

б) расположение мест перемены сечений колонн – следует задавать фактическое его расположение (на высоте 800-1000 мм от уровня чистого пола этажа),

в) фактический вес запроектированных стальных конструкций может существенно отличаться от собственного веса стержневой модели с коэффициентом надежности по нагрузке 1,05 по СП 20.13330. Для колонн следует учитывать коэффициенты веса конструкций с учетом деталей оформления опорных узлов колонн, узлов примыкания балок и связей, вес наплавленного металла, болтов и т.д. Для колонн первого яруса (этажа) рекомендуется дополнительно к коэффициенту 1,05 прибавлять коэффициент веса конструкции 1,25, для колонн последующих этажей – не менее 1,10.

3.1.8 В современном сортаментном ряде ГОСТ Р 57837 [20] реализован принцип непрерывности используемого профиля колонны по всей высоте здания. Все линейки колонных профилей расширены таким образом, что внутреннее расстояние между полками двутавров одного номера (например, 25К1, 25К10) остается неизменным, что существенно облегчает проектирование стыков в местах перемены сечения (рисунок 3.2, а также см. раздел 3.3). Поэтому колонны многоэтажных зданий следует проектировать, используя одну-две линейки профилей типа К (колонных) по сортаменту ГОСТ Р 57837 [20]. При этом, каждый ствол колонны следует проектировать из двутавров одного номера. Например, для рядовых колонн, расположенных в середине плана здания можно применять двутавры размерного ряда 25К на всю высоту, а для крайних и угловых колонн – двутавры размерного ряда 20К и 20Ш. Выполнение данных рекомендаций обеспечивает максимальную унификацию сечений и размеров балок, связей, узлов, существенно упрощает процесс изготовления конструкций.

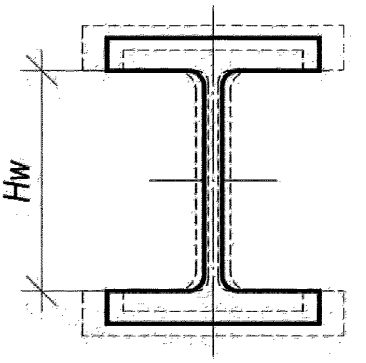


Рисунок 3.2 – **Принцип формирования сортамента в пределах одного размерного ряда по ГОСТ Р 57837**

3.1.9 Предварительный подбор поперечного сечения колонны многоэтажного или высотного здания можно выполнить в соответствии с таблицами главы 6 настоящего стандарта организации.

3.1.10 Для проектирования экономичных с точки зрения расхода стали конструкций колонн, также для обеспечения требуемого предела огнестойкости, допускается их проектирование в виде полностью или частично обетонированных сталежелезобетонных конструкций. Правила проектирования сталежелезобетонных конструкций приведены в СП 266.1325800, а также в СТО 11251254.001-2015 АРСС.

3.2 Базы колонн

3.2.1 При проектировании многоэтажных зданий гражданского назначения, следует учитывать, что размеры опорной части колонн, могут существенно влиять на архитектурный облик помещений, в которых они располагаются. Поэтому базы колонн следует проектировать таким образом, чтобы их было возможно скрыть отделкой и огнезащитой без существенных потерь площади, а также следует учитывать недопустимость выхода на поверхность чистого пола болтов и гаек.

3.2.2 Опорные плиты стальных колонн набирают из отдельных листов и фиксируют между собой на сварке, либо выполняют в виде сплошной стальной пластины толщиной до 150 мм.

3.2.3 Рекомендуется применение листов из сталей С245, С255, С355 для конструкций многоэтажных зданий высотой до 100 м включительно, и из сталей С390, С440, С590 для зданий высотой более 100 м.

3.2.4 В опорной плите должны быть предусмотрены отверстия для контроля заполнения раствором (бетоном) зазора между опорной плитой и фундаментом. Зазор между фундаментом и опорной плитой до выполнения подливки должен составлять не менее 75–100 мм. При бетонировании подливки использовать бетоны на мелком заполнителе с пластифицирующими добавками, повышающими подвижность бетонной смеси, класса прочности выше на одну ступень выше класса бетона фундамента.

3.2.5 Ввиду существенных архитектурных ограничений рекомендуется базу колонны оформлять в виде стержня с фрезерованным нижним торцом с обваркой по периметру заводской или монтажной сваркой.

3.2.6 При проектировании опорной плиты следует рассчитывать ее на отпор железобетонного основания, как консольных пластин с вылетом, равным расстоянию от края плиты до периметра двутавра (рисунок 3.3). Для увеличения несущей способности допускается устанавливать дополнительные листы между полками двутавра, получая таким образом в основании колонны коробчатое сечение. Так как стержень колонны принимается из двутавра типа К и имеет приблизительно габаритные размеры в виде квадрата, то и плиту рекомендуется проектировать квадратной с размером стороны:

$$B = \sqrt{\frac{N}{R_b}} \tag{26}$$

где N – продольная сила в колонне от действия расчетных нагрузок, R_b – расчетная прочность бетона фундамента на сжатие, принимаемая по СП 63.13330.

3.2.7 Толщину опорной плиты в запас прочности можно определить по формуле:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6\sigma_\Phi A\, c}{bR_y}} \tag{27}$$

где $\sigma_\Phi = \frac{N}{B^2}$ – давление под подошвой опорной плиты, передаваемое на фундамент;

A – площадь трапеции, заштрихованной на рисунке 3.3,

c – расстояние от края колонны до центра тяжести заштрихованной трапеции на рисунке 3.3,

b – размер колонны.

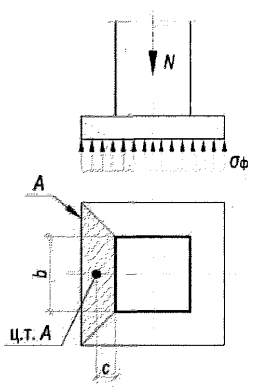


Рисунок 3.3 – **К расчету базы колонны**

3.2.8 Пример оформления базы колонны приведен на рисунке 3.4.

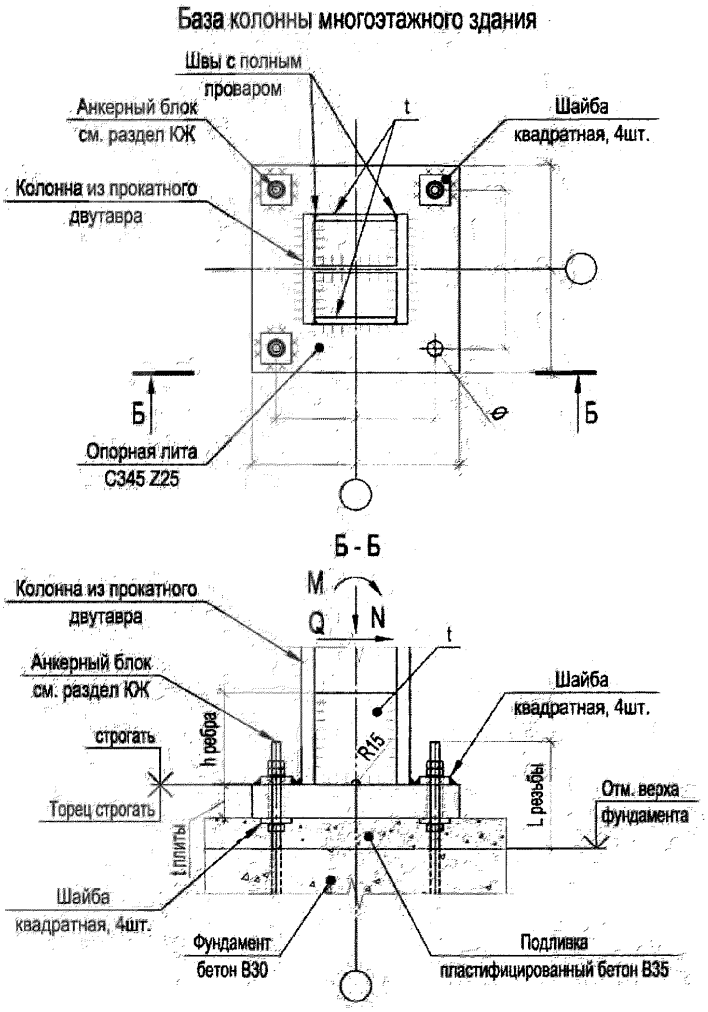


Рисунок 3.4 – **Пример оформления базы колонны**

3.3 Стыки колонн

3.3.1 При проектировании колонн следует определять уровни (этажи) на которых происходит изменение поперечного сечения. Кроме того, если сечение колонны не изменяется по высоте, следует проектировать стык таким образом, чтобы длина отправочного элемента не превышала 12 м.

3.3.2 Окончательная разбивка колонн на элементы определяется при разработке деталировочных чертежей (КМД), так как зависит от ряда факторов: возможностей завода-изготовителя получать прокат требуемой длины, оснащение площадки строительства кранами определенной грузоподъемности, возможностями транспортировки. Тем не менее, общий принцип разбивки должен быть определен проектом.

3.3.2 Стыки размещают на высоте 800...1000 мм от уровня чистого пола перекрытия для удобства сварки или закручивания болтов. Рекомендуется размещение стыков двух- и трехэтажных колонн в одном уровне. Удобство такого подхода заключается в том, что с одной остановки монтажного оборудования монтируется ярус целиком. При размещении стыков колонн «в разбежку» на разных этажах оборудование останавливается на каждом этаже для монтажа соответствующего яруса, что не рационально.

3.3.3 Узлы стыков колонн следует оформлять в виде болтового или сварного соединения на накладках, когда это не влияет на архитектуру помещений, в которых расположены стыки. Наиболее рациональным с точки зрения удобства монтажа и минимального влияния на архитектуру является стык колонн на фланцах с размещением болтов внутри двутавра (рисунок 3.5). Усилия в стыке при основном расчетом сочетании нагрузок, как правило, не вызывают растяжения болтов. Однако, их следует рассчитывать на ветровые нагрузки, которые воспринимает отправочный элемент колонны, когда он не раскреплён балками и перекрытием в момент монтажа. Ветровую нагрузку следует определять, как для сквозной конструкции в соответствии с требованиями СП 20.13330 для соответствующего ветрового района и соответствующей расчётной высоты.

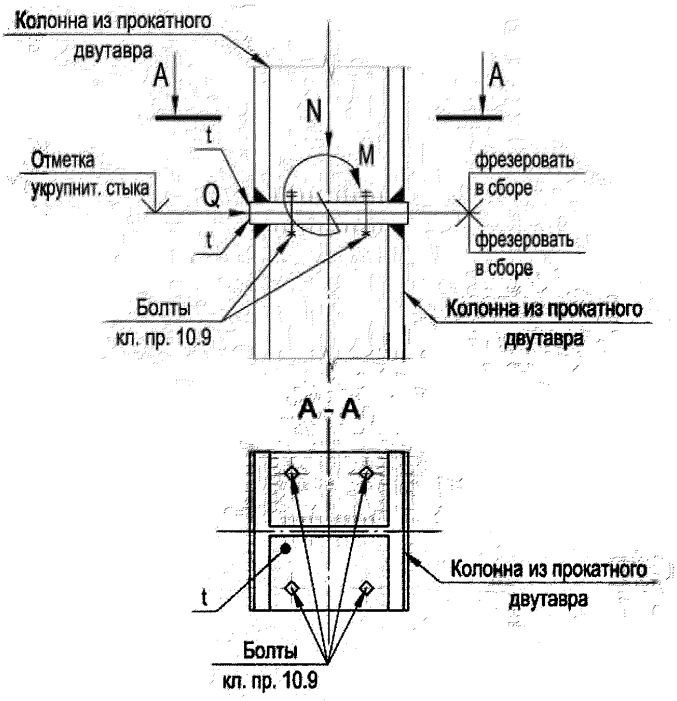


Рисунок 3.5 – **Пример оформления стыка колонны**

3.3.4 Учитывая особенности работы стыка колонны, следует использовать в конструкции стыка, изображенного на рисунке 3.5 болты классов прочности 8.8 или 10.9 без контроля натяжения с двумя гайками класса 8 или 10 и одной шайбой под гайкой.

Сталь горизонтальных пластин стыков колонн следует принимать аналогичной стали стержня колонны и толщиной не менее 12 мм и не менее толщины полки двутавра. Сварной шов крепления двутавра к пластине рекомендуется принимать с полным проплавлением с предварительной разделкой кромок.

3.3.5 При проектировании стыков стальных колонн зданий, для которых в соответствии с ГОСТ 27751 следует учитывать аварийные воздействия, необходимо учитывать возможную перемену знака продольного усилия при локальном разрушении конструкций. Усилие растяжения (при его наличии) следует определять по правилам расчета конструкций на особое сочетание по соответствующим нормам или по правилам раздела 8.4 СП 267.1325800. Болтовое или сварное соединение элементов колонн следует рассчитывать отдельно на два вида условных нагрузок (кроме основного и особого сочетания):

– на усилие растяжения, равное 25% от сжимающего усилия в стыке;

– на поперечную силу, равную 2% от сжимающего усилия в стыке (независимо вдоль каждой из главных осей поперечного сечения).

4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОК

4.1 Сечения балок и проектирование балочных клеток

4.1.1 Конструкции перекрытий передают всю нагрузку от веса людей и оборудования на колонны и стены, а также служат для передачи горизонтальных ветровых нагрузок на системы вертикальных связей или стены стволов. Кроме того, в уровне каждого этажа перекрытие работает как жесткий диск и обеспечивает неизменяемость конструкций здания в горизонтальном направлении. При наличии в составе каркаса стальных колонн, как правило, перекрытия представляют собой системы стальных балок (или балок и ферм) с железобетонной плитой на верхнем поясе балок. Сама плита может быть как сборной, так и монолитной. Ввиду того, что современные здания имеют сложную форму в плане, перекрытия часто выполняют монолитными по плоской опалубке или по несъемной опалубке из профилированного настила.

4.1.2 Наиболее рациональным сечением балок перекрытий являются двутавры с параллельными гранями полок по ГОСТ Р 57837 [20], а также изготовленные по техническим условиям на освоенные двутавры [17, 18]. В целях унификации также допускается использовать усиленную поясными листами прокатную балку в местах, где типовое для данного здания сечение не удовлетворяет расчетным требованиям. Однако использовать такую усиленную балку повсеместно нерационально. В особых случаях балки, не удовлетворяющие расчётным требованиям и унификации допустима замена их на фермы из прямошовных электросварных труб круглого и прямоугольного сечения.

4.1.3 На рисунке 4.1 показаны варианты раскладки балок на элементарной ячейке перекрытия, которая образована либо колоннами, либо колоннами и стенами. Шаг балок, по которым укладывается профилированный настил перекрытия, должен быть согласован со способностью настила нести собственный вес бетонной смеси на момент заливки. Обычно для перекрытий общей толщиной до 120…200 мм, выполняемых по настилу с высотой гофра 75…114 мм, этот шаг не превышает 2,5-4,0 м. Увеличение шага ведет к необходимости устройства промежуточных опор на монтажной стадии. В случае сборного перекрытия шаг балок определяется конструкцией и размерами плит. Кроме того, шаг балок должен согласовываться с ячейкой колонн и быть ему кратным. При малом шаге колонн (около 3 м) рациональным считается применение раскладки балок непосредственно по осям колонн (рисунок 4.1, а, д). Наиболее рациональным шагом колонн для многоэтажных зданий высотой до 100 м является шаг, при котором балки расположены, как на рисунке 4.1, а, с размером ячейки b = 3,0…3,6 м и l = 6,0…8,0 м.

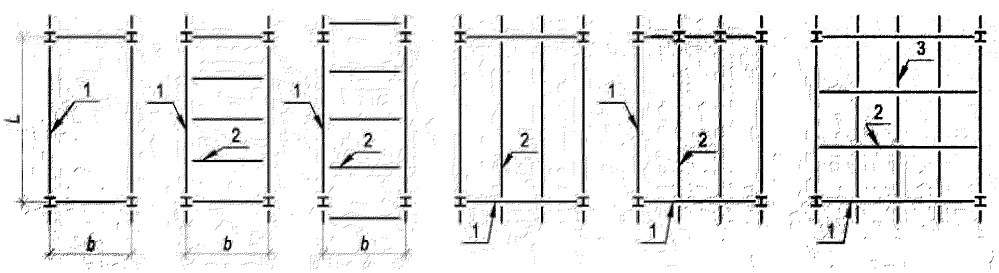


Рисунок 4.1 – **Варианты раскладки балок перекрытий на элементарной ячейке каркаса.**
Цифрами обозначены балки: 1 – главная, 2 – второстепенная, 3 – настила

4.1.4 При проектировании рациональных балочных клеток с минимальной металлоемкостью следует избегать появления консольных балок, второстепенных балок и прогонов, а также балок, проходящих не по осям колонн.

4.1.5 Наиболее рационально с точки зрения компоновки каркаса использовать лоджии вместо балконов. В этом случае плита неотапливаемого помещения опирается на собственные стойки и фундаменты и не создает дополнительных моментов в крайних колоннах. При этом отсутствует необходимость проектирования жестких узлов примыкания балок к колоннам.

4.1.6 При проектировании балочных клеток для балок следует использовать стали С255, С355, в случаях, когда необходимо компактное сечение на значительном пролете от 10 до 18 м – С390. Эффекта от применения сталей повышенной и высокой прочности в изгибаемых конструкциях в клетках, рекомендуемых к проектированию в 4.1.3, как правило, нет.

4.1.7 Сталь для фасонного проката принимается в соответствии с требованиями СП 16.13330, ГОСТ 27772, ГОСТ Р 57837 [20]. Для двутавров стали назначаются с индексом «Б», по обозначениям ГОСТ Р 57837 [20] (например, сталь С255Б).

4.1.8 Балки многоэтажных зданий рассчитывается как изгибаемые в одном направлении элементы по СП 16.13330 [12], в которых сжатый пояс раскреплен из плоскости жестким диском перекрытия. При выполнении условий 8.4.4 СП 16.13330 [12] общая устойчивость балок считается обеспеченной и расчетом не проверяется.

4.1.9 При моделировании расчетных схем каркасов многоэтажных зданий следует учитывать следующие особенности балок:

а) поворот (ориентацию) поперечного сечения относительно остальных элементов каркаса здания,

б) ослабление сечений в месте пропуска через стенку балки коммуникационных каналов,

в) фактический вес запроектированных стальных балок может существенно отличаться от собственного веса стержневой модели с учетом коэффициента надежности по нагрузке 1,05 по СП 20.13330. Для балок следует учитывать коэффициенты веса конструкций с учетом деталей оформления опорных узлов на колонны, вес наплавленного металла, болтов и накладок в стыках балок, дополнительных ребер обрамления отверстий и т.д. Для балок типовых перекрытий рекомендуется дополнительно к коэффициенту 1,05 прибавлять коэффициент веса конструкции не менее 1,10.

4.1.10 Для проектирования балок следует применять двутавры типа Б, Ш, ДБ и ДШ по ГОСТ Р 57837 [20]. Допускается использовать для минимизации строительной высоты перекрытий двутавры типа К, однако их использование, как правило, затрудняет проектирование опорных узлов ввиду незначительной высоты.

4.1.11 Предварительный подбор поперечного сечения балок можно выполнить в соответствии с таблицами главы 6 настоящего стандарта организации.

4.1.12 Для проектирования экономичных с точки зрения расхода стали конструкций балок, допускается их проектирование, как сталежелезобетонных конструкций. Правила проектирования сталежелезобетонных конструкций приведены в СП 266.1325800, а также в СТО АРСС 11251254.001-2015.

4.2 Шарнирные узлы примыкания балок к колоннам

4.2.1 При проектировании каркасов многоэтажных зданий следует отдавать предпочтение шарнирным узлам примыкания балок к колоннам, так как они наиболее просты в изготовлении и монтаже.

4.2.2 Шарнирное примыкание должно быть запроектировано в виде соединения на болтах, работающих на срез, либо в виде фрикционного соединения с болтами с контролируемым натяжением, когда опорная реакция воспринимается силами трения.

4.2.3 Болты, работающие на срез, следует рассчитывать и размещать в соединении в соответствии с требованиями главы 14.2 СП 16.13330 [12]. Рекомендуются к применению болты классов прочности 8.8 и 10.9 класса точности В диаметром от 12 до 30 мм. Наиболее распространены для срезных соединений болты класса прочности 8.8 диаметром от 16 до 24 мм. Для болтов класса точности В срезных соединений следует назначать размер отверстия на 1 мм больше номинального диаметра болта.

4.2.4. Болты фрикционных соединениях, в которых усилие передается через трение между соприкасающимися поверхностями, следует рассчитывать и размещать в соответствии с требованиями главы 14.3 СП 16.13330 [12]. Рекомендуются к применению болты класса прочности 10.9 класса

точности В диаметром от 16 до 27 мм. Для болтов класса точности В срезных соединений следует назначать размер отверстия на 1-4 мм больше номинального диаметра болта.

4.2.5 Узлы проектируются в виде вертикальных опорных ребер («флажков») с отверстиями под болты, приваренных с помощью заводской сварки к колоннам (рисунок 4.2, а). Так как в таком болтовом соединении присутствует эксцентриситет передачи нагрузки, болтовое поле рекомендуется проектировать максимально компактным (от 1 до 3 вертикальных рядов), желательно с одном вертикальным рядом болтов. При необходимости восприятия существенных вертикальных опорных усилий следует увеличивать высоту опорного ребра с выносом за габарит балки, как показано на рисунке 4.2, б (здесь приведен шарнирный узел примыкания к железобетонной стене, который может быть использован и при креплении к колонне).

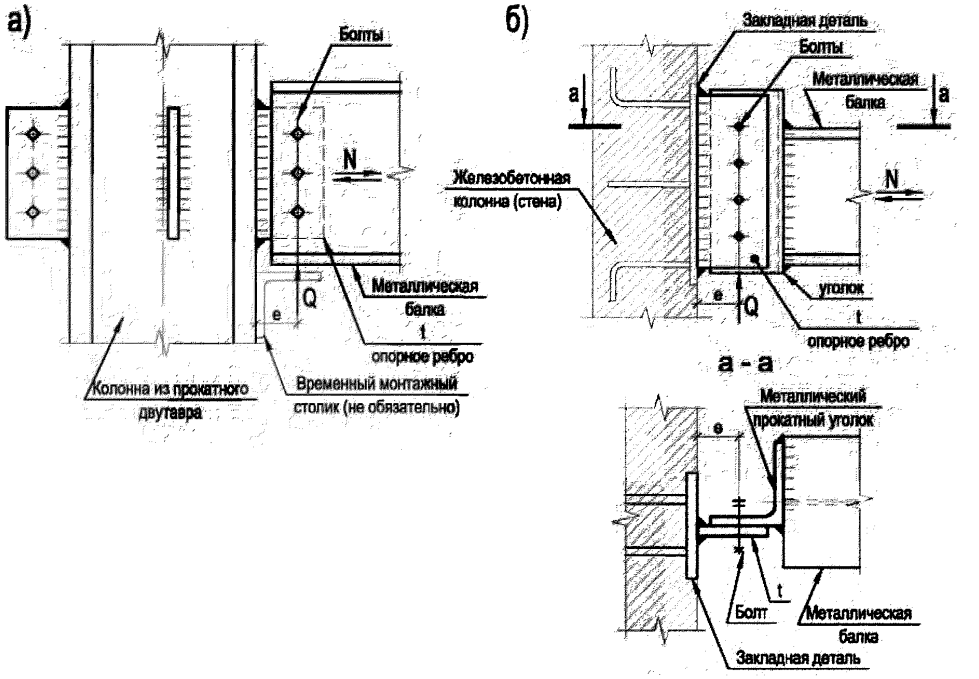


Рисунок 4.2 – **Шарнирное опирание балок на колонны**

4.2.6 Усилия в болтах и расчеты сварных швов рекомендуется выполнять в соответствии с указаниями на листе серии 2.440-2.1-11КМ [5].

4.3 Жесткие узлы примыкания балок к колоннам

4.3.1 Жесткие узлы крепления балок к колоннам вводятся в конструкции многоэтажных зданий при необходимости устройства консолей, либо при необходимости повышения общей устойчивости стального каркаса.

4.3.2 При технико-экономическом сравнении вариантов компоновки стального каркаса с жестким узлами следует учитывать существенное увеличение веса конструкций на оформление узлов (прибавляется до 30% от веса балки).

4.3.3 Узлы в многоэтажных зданиях при необходимости жесткого примыкания к колоннам оформляются, как правило, в виде фланцевого соединения с опорным столиком (рисунок 4.3, а), либо в виде узла с накладками на сварке или болтах (рисунок 4.3, б). Для первого варианта узла с фланцем характерна необходимость устройства обратного фланца внутри колонны, что не позволяет использовать компактные колонные профили типа 20К или 25К. Кроме того, узел имеет выступающие части над балкой и опорный столик, которые могут влиять на архитектурный облик помещения гражданского здания.

4.3.4 Для фланцевых соединений следует применять болты, как для фрикционных соединений (см. 4.2.4). В узлах с накладками используют, как правило, фрикционные соединения (см. 4.2.4), но допускается использовать и срезные соединения (см. 4.2.3).

4.3.5 Жесткие узлы существенно влияют на напряженно-деформированное состояние стенки колонны, поэтому при проектировании независимо от варианта исполнения узла (рисунок 4.3) следует проверять ее прочность по формулам и рекомендациям на листе серии 2.440-2.1-55КМ [5]. Болтовые соединения следует проверять в соответствии с требованиями 14.2, 14.3 СП 16.13330 [12], сварные соединения (швы крепления столика, горизонтальных ребер, накладок) – в соответствии с 14.1 СП 16.13330 [12].

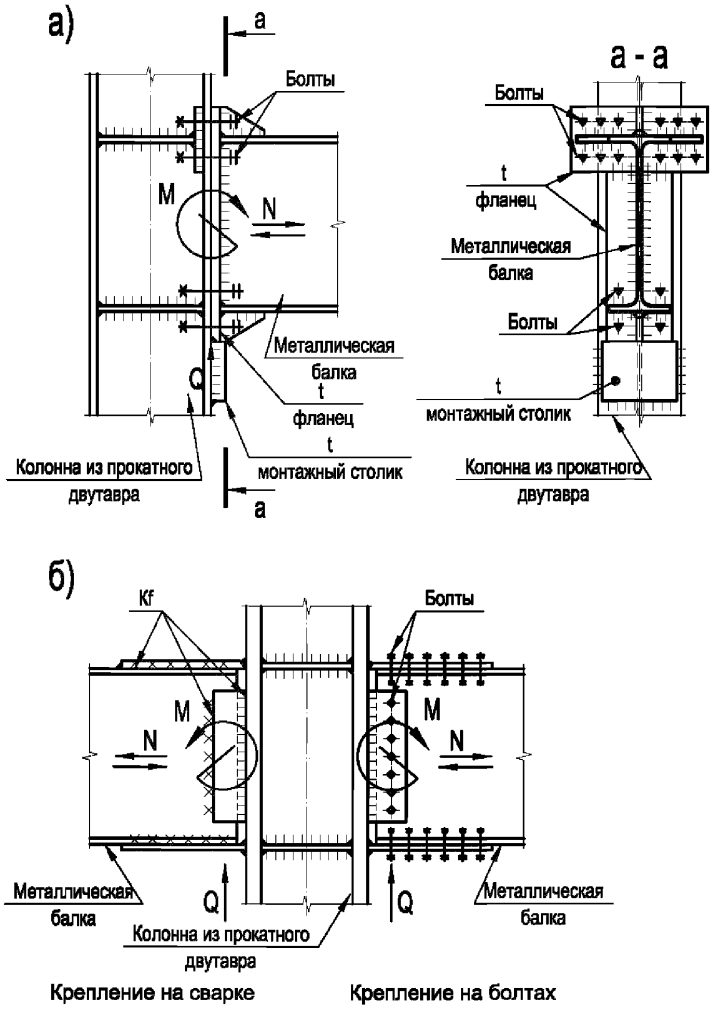


Рисунок 4.3 – **Жесткое примыкание балок к колоннам:**

а – фланцевое соединение, 2 – соединение с накладками по верхнему и нижнему поясу на сварке (слева) или на болтах (справа)

4.4 Узлы примыкания балок к балкам

4.4.1 При необходимости устройства второстепенных балок, опирающихся на главные балки перекрытий рекомендуется применение узла, представленного на рисунке 4.4. Данный узел имеет минимальную строительную высоту, проектируется и рассчитывается как шарнирный узел (см. раздел 4.2).

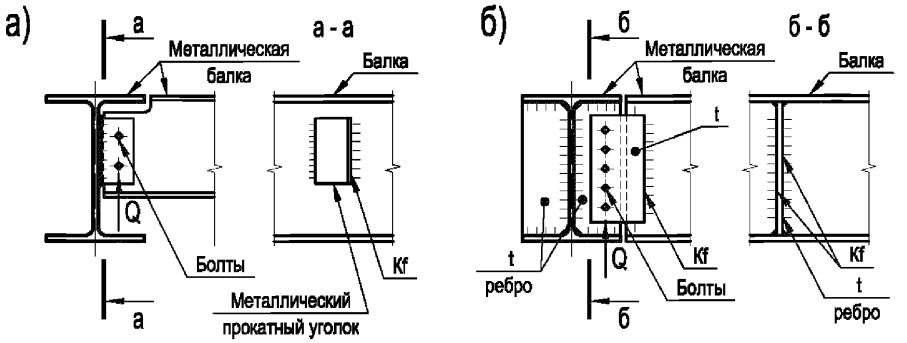


Рисунок 4.4 – **Примыкание балки к балке перекрытия :**

а – при небольших опорных реакциях второстепенных балок, не требующих укрепления стенки главной балки, б – при значительных опорных реакциях второстепенных балок

4.5 Узлы пропуска коммуникаций

4.5.1 При проектировании офисных или гостиничных зданий, насыщенных инженерными коммуникациями, для уменьшения общей строительной высоты, допускается каналы инженерных систем пропускать сквозь стенки балочных клеток.

4.5.2 Для пропуска инженерных коммуникаций в стенках балок в заводских условиях устраиваются отверстия соответствующего размера – круглые или прямоугольные. Размер отверстия назначается с определённым припуском, края отверстия не должны касаться элементов инженерных систем. Рекомендуется предусматривать зазор с каждой стороны не менее 1-2 см. Отверстия размещают в зоне действия минимальных поперечных сил – в средней трети пролета балки независимо от условий ее опирания (жесткое или шарнирное). Расчет конструкций с ослаблением стенки для пропуска коммуникаций выполняют в соответствии с требованиями раздела 20.5 СП 294.1325800.2017, как балок с перфорированной стенкой.

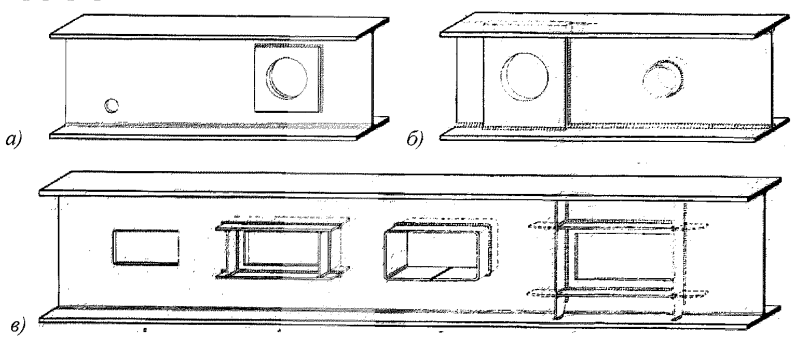


Рисунок 4.5 – **Узлы пропуска коммуникаций**

4.5.3 Для пропуска труб и круглых воздуховодов, как правило, устраивают также круглые отверстия (рисунок 4.5, а, б). Малые отверстия, как правило не обрамляют; отверстия, которые существенно ослабляют стенку, укрепляют путем установки дополнительных листов или коротких гильз из труб. Наименее трудоемким и эффективным является установка дополнительного листа, усиливающего стенку.

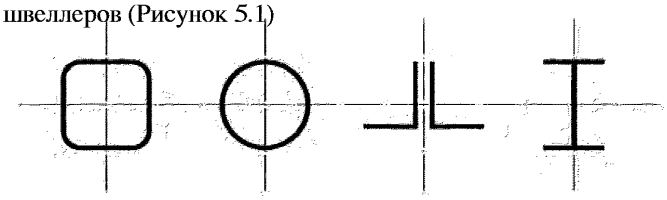
4.5.4 Для пропуска систем с прямоугольным очертанием рекомендуется устройство дополнительных ребер, обрамляющих отверстие в стенке (рисунок 4.5, в). Усиления ребрами, как правило, устанавливаются с обоих сторон стенки балки. Категорически запрещено устраивать отверстия ширина которых менее, чем высота.

5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ СВЯЗЕЙ И ПЕРЕХВАТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ФЕРМ

5.1 Сечения связевых конструкций

В качестве связей рекомендуется использовать симметричные сечения в виде труб, прокатных двутавров, двойных уголков и швеллеров (Рисунок 5.1)

Рисунок 5.1 – **Варианты сечения связей**



5.2 Конфигурации вертикальных связей

На рисунке 5.2 показаны возможные конфигурации связей на вертикальных плоскостях зданий. Их конфигурация ничем не ограничена, но по высоте здания связи не должны прерываться и должны иметь горизонтальный переход на другой ряд колонн, как показано на 4-м эскизе рисунка 5.2. Несущие системы с внешними коробками (оболочками) обычно включают в работу связевой системы вертикальные и горизонтальные элементы (средний в нижнем ряду эскиз), либо вообще исключают использование ригелей и колонн (6-й эскиз). Схемы нижнего ряда рисунка 5.2 влекут проектирование сложных узлов пространственных конструкций и нестандартную форму оконных проемов. На рисунке 5.3 представлено разнообразие возможных форм вертикальных связей. Основной сложностью при компоновке связей является учет наличия проемов в вертикальных плоскостях. В некоторых случаях допускается использовать связи с эксцентричным креплением к ригелю (рисунок 5.3, в, д), однако при увеличении жесткости последнего жесткость такой ячейки связи, практически, равна жесткости связей с полными треугольниками. При использовании схемы д (рисунок 5.3) элементы связей изгибают колонны, что увеличивает их металлоемкость.

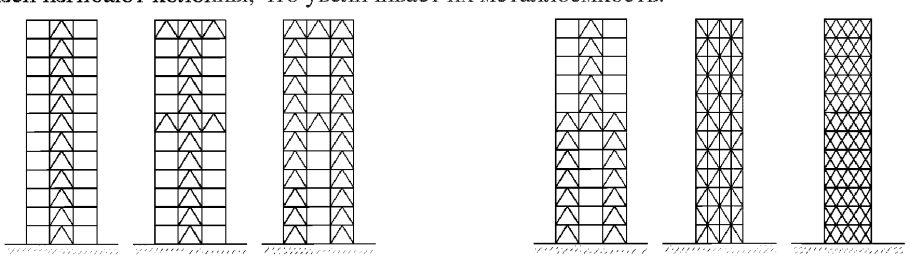


Рисунок 5.2 – **Конфигурация связей на вертикальных плоскостях (форма Л- образных связей показана условно)**

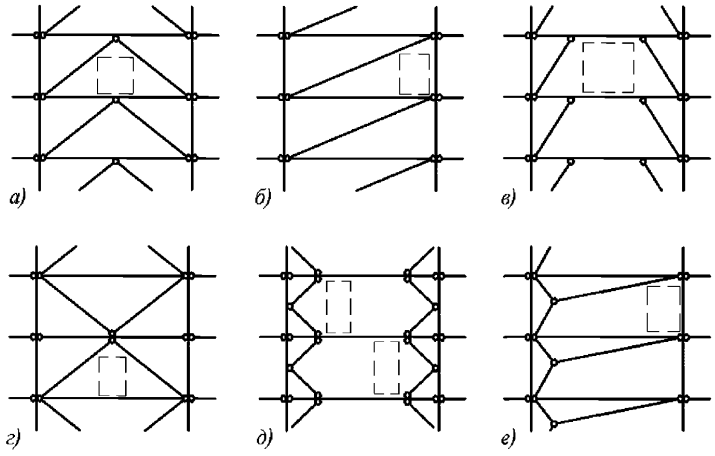


Рисунок 5.3 – **Формы вертикальных связей многоэтажных и высотных зданий**

5.3 Общие подходы к проектированию перехватных конструкций при изменении шага колонн

Для зданий высотой более 100 м (от 30 этажей и выше), в которых рационально применять аутригерные конструкции, следует руководствоваться рекомендациями, представленными ниже. При этом расположение аутригерных конструкций оптимально совмещать с техническими этажами по эстетическим соображениям.

Аутригер представляет собой систему перекрещивающихся ферм и представляет собой сочетание опоясывающей фермы по наружным колоннам и вертикальных связей, соединяющих ферму с центральным стволом (стволами). Также аутригер может быть использован для изменения шага внутренних или наружных колонн.

При устройстве одного аутригера, его положение зависит от высоты здания и определяется на расстоянии (5/6…13/14)Н от уровня верха фундамента. Расположение второго аутригера в непосредственной близости от первого (на смежном уровне) дает заметное уменьшение горизонтальных перемещений верха здания. Для невысоких зданий, например высотой 40…50 этажей (160…200м) и меньше, выгоднее увеличить момент инерции ядра жесткости, чем устанавливать сложную систему аутригеров. Для зданий высотой 65…80 этажей вместо двух аутригеров, расположенных на разных уровнях, целесообразно использовать двухэтажные аутригеры (в том числе в целях эффективного снижения периода первой формы собственных колебаний).

В случае, когда на нижних этажах здания для изменения шага колонн обстройки необходима опоясывающая ферма, не следует связывать ее с ядром жесткости вертикальными связями, так как при незначительном увеличении жесткости здания, увеличивается трудоемкость устройства данной конструкции. Также установлено, что аутригерные конструкции не влияют на величины ускорений отклонений верха зданий от динамического действия ветра, которые можно понизить путем увеличения жесткости ядра или иными конструктивными мероприятиями.

Наиболее рациональным расположением вертикальных связей аутригера считается то, при котором они расположены равномерно по плану здания, то есть их шаг по всему периметру здания примерно одинаков. Не следует применять схемы, при которых вертикальные связи установлены только по длинной стороне здания, а особенно – только по короткой. Рациональной формой вертикальной связи с точки зрения распределения усилий в конструкции аутригера и нижележащих этажей является нисходящий от ствола жесткости к колоннам обстройки раскос с соотношением сторон Ва/На = 1,75 (где Ва – ширина вертикальной связи, На – высота вертикальной связи). Для облегчения конструирования узлов, прикрепление раскоса к колоннам обстройки следует выполнять

шарнирным, а к ядру – жестким, а вместо опоясывающей фермы – увеличивать жесткости на всю высоту здания только тех колонн, которые расположены в плоскости вертикальных связей; делать разрывы в решетке опоясывающей фермы, то есть, раскосы опоясывающей фермы следует располагать только в непосредственной близости от вертикальных связей.

Если высота технического этажа, на котором предполагается размещение аутригера менее 4 м, при проектировании наиболее удобен вариант с перфорированной балкой-стенкой высотой, равной высоте этажа, либо без раскосной фермой Виренделя.

Вследствие того, что аутригерные этажи располагаются согласованно с техническими, следует устраивать аутригеры на верхнем этаже и в середине здания. В таком случае, рациональной представляется конструктивная схема, при которой аутригер, расположенный в средней части здания и имеющий незначительное влияние на жесткость всей конструкции здания, не имеет опоясывающей фермы, а все его узлы – шарнирные. Отсутствие опоясывающей фермы компенсируется повышенной жесткостью колонн на всю высоту здания, расположенных в плоскости вертикальных связей аутригера. Верхний аутригер следует выполнять по схеме, при которой все узлы крепления вертикальных связей к ядру жесткости и опоясывающей фермы жесткие, а крепление вертикальных связей к колоннам периметра – шарнирное. Такая компоновка существенно облегчит монтаж металлических конструкций, по сравнению со схемой, в которой оба аутригера имеют опоясывающую ферму и большое количество жестких узлов (разница в горизонтальных перемещениях верха зданий между двумя схемами составляет менее 1%, а в ускорениях – около 1,5 мм/сек^2).

6 ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПОДБОРА СЕЧЕНИЙ ПРОКАТНЫХ ДВУТАВРОВ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ УЗЛОВ

Представленные в настоящем разделе таблицы подбора сечений и проектирования узлов могут быть использованы для предварительного назначения параметров конструкции. Окончательный подбор сечений и проектирование узлов следует осуществлять в соответствии с требованиями СП 16.13330 [12] на основании усилий, полученных по результатам пространственного расчета конструкций.

6.1 Сортамент сечений прокатных двутавров

6.1.1 Общие положения и основные теоретические предпосылки по сортаменту стальных конструкций приведены в разделе 1.3 настоящего стандарта организации.

6.1.2 В настоящем документе и таблицах главы 6 сортаментный ряд двутавров с параллельными гранями полок представлен в соответствии с классификацией и порядком, изложенным в ГОСТ Р 57837 [20]. Обозначения и расчетные характеристики профилей, использованные в ГОСТ [20] и таблицах данного стандарта организации, полностью соответствуют обозначениям и расчетным характеристикам, принятым в СТО АСЧМ 20-93 [19] и технических условиях на освоенные двутавры [17, 18].

6.1.3 В **таблице 6.1.1** приведены номинальные размеры профилей и справочные величины для соответствующих осей сортамента прокатных двутавров. При этом приняты обозначения в соответ-

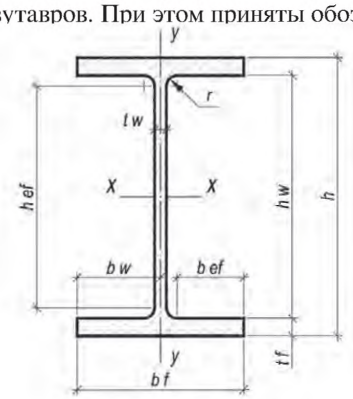


Рисунок 6.1.1 – **Форма и размеры поперечного сечения двутавра**

ствии с рисунком 6.1.1. Данные обозначения соответствуют принятым в СП 16.1333 [12].

6.1.4 В **таблице 6.1.2** представлены справочные значения для следующих величин по формулам:

- $h_{ef} = h - 2t_f - 2r$ – расчетная высота стенки двутавра (по рисунку 5 в СП 16.13330 [12]), используемая для расчета общей устойчивости стенки в соответствии с 7.3.2 СП 16.13330 [12] и в других расчетных формулах; расчетная высота стенки двутавра также может быть использована при конструировании узлов – накладок на сварке или болтах по стенке;
- $h_{ef} = 0{,}5(b_f - t_w) - r$ – расчетная ширина полки двутавра (по рисунку 5 в СП 16.13330 [12]), используемая для расчета общей устойчивости полки в соответствии с 7.3.8 СП 16.13330 [12] и в других расчетных формулах; расчетная ширина полки двутавра также может быть использована при конструировании узлов - накладок на болтах по полке;
- $A_f = b_f t_f$ – расчетная площадь полки двутавра;
- $A_w = h_w t_w$ – расчетная площадь стенки двутавра;
- A_f / A_w – расчетное отношение площади полки двутавра к площади стенки (брутто) для определения коэффициентов влияния формы сечения η в таблице Д.2 СП 16.13330 [12] при расчетах на устойчивость при действии продольной силы с изгибом по 9.2.2 СП 16.13330 [12]; также используется для расчета коэффициентов cx, cy, n по таблице Е.1 СП 16.13330 [12] при расчетах конструкций на изгиб и сжатие с изгибом с учетом развития пластических деформаций по 8.2.3, 8.2.4, 8.4.6, 9.1.1 СП 16.13330 [12];
- b_{ef}/t_f, b_f/t_f, h_{ef}/t_w – соответственно гибкости свеса полки, поясного листа, стенки для расчетов на устойчивость полок (сжатых поясов) сжатых, изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов в соответствии с положениями 7.3.2, 7.3.8, 8.5.1, 8.5.18 и другими СП 16.13330 [12];
- F_{surf} – площадь поверхности 1 метра длины профиля (равна периметру сечения в метрах), м², вычисленная по формулам в соответствии с рисунком 6.1.2:

  Схема А: $F_{surf} = (2(h_{ef} + b_f + \pi r) + 4(b_{ef} + t_f)) \cdot 1\text{м}/1000$ (м² на 1 метр длины профиля),

  Схема Б: $F_{surf} = (2(h_{ef} + \pi r) + 4(b_{ef} + t_f) + b_f) \cdot 1\text{м}/1000$ (м² на 1 метр длины профиля)

  Площадь поверхности требуется для расчёта количества покрывающего состава (антикоррозийного, огнезащитного, декоративного и пр.);

  $F_{surf,m}$ = площадь поверхности 1000 кг профилей соответствующего типоразмера, м², вычисленная по формуле $F_{surf,m} = F_{surf,m} 1000/P$ (м² на 1000 кг профилей),

  где P – масса 1 метра длины профиля соответствующего типоразмера в кг. Площадь поверхности требуется для расчёта количества покрывающего состава (антикоррозийного, огнезащитного, декоративного и пр.);
- $ПТМ = F_н/П$ – приведённая толщина металла, мм, где:

  $F_н$ – площадь поперечного сечения металлического профиля, мм;

  $П$ – площадь 1п.м обогреваемой части конструкции, мм, в соответствии с рисунком 6.1.2:

  Схема А: $П = (2(h_{ef} + b_f + \pi r) + 4(b_{ef} + t_f)) \cdot 1000$, мм

  Схема Б: $П = (2(h_{ef} + \pi r) + 4(b_{ef} + t_f) + b_f) \cdot 1000$, мм

  Приведённая толщина металла требуется для выбора композиции огнезащиты и расчета

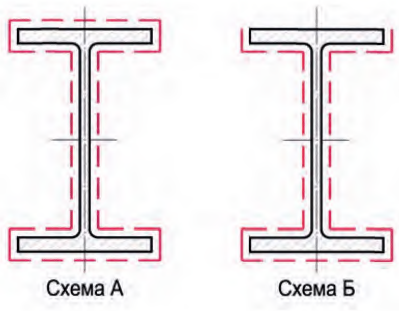


Рисунок 6.1.2 – **Схемы А и Б к подсчету площади поверхности профилей в таблице 6.1.2**

фактических пределов огнестойкости стальных конструкций.

6.2 Подбор сечения элементов при центральном сжатии и растяжении

6.2.1 Таблицы подбора сечений составлены для сортамента двутавров с параллельными гранями полок в соответствии с сортаментным рядом ГОСТ Р 57837 [20]. Для таблиц подбора сечений приняты стали С255Б, С355Б, С390Б и С440Б по ГОСТ Р 57837 [20] и по техническим условиям [17, 18]. Стали с буквенным обозначением Б в документах [20] и [17, 18] полностью идентичны.

6.2.2 Расчетные сопротивления R_y для сталей, указанных в 6.2.1, приняты в соответствии с таблицей В.4 СП 16.13330 [12]. При этом, значения расчетного сопротивления для различных толщин полок проката приняты по интерполяции значений таблицы В.4. Коэффициент надежности по материалу γ_m принят в соответствии с таблицей 3 СП 16.13330 [12] равным 1,025. Графики изменения расчетно

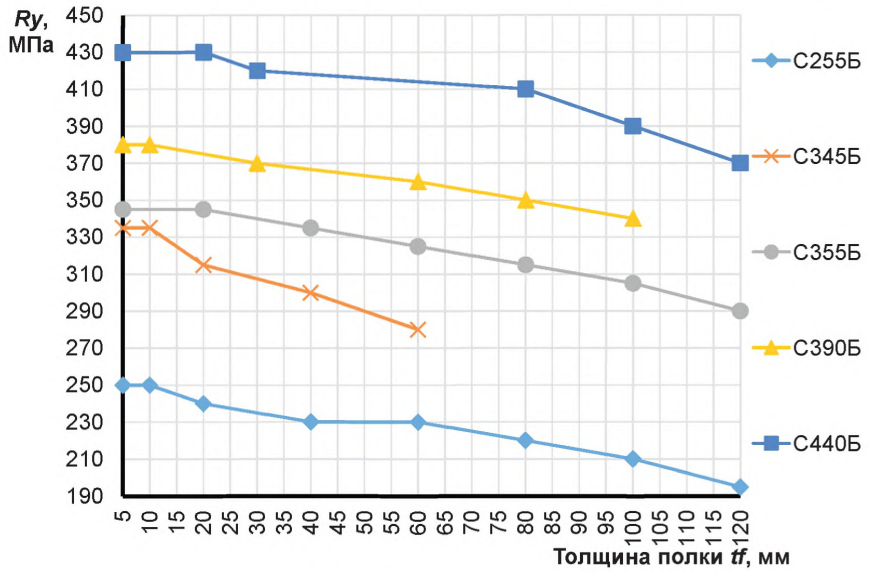


Рисунок 6.2.1 – **График расчетных сопротивлений в зависимости от толщины полки двутавра (в соответствии с таблицей В.4 [12])**

6.2.3 Для определения несущей способности элементов конструкции при центральном сжатии в таблицах настоящего раздела коэффициент надежности по ответственности γ_n и коэффициент условий работы γ_c приняты равными 1,0.

В случае, если данные коэффициенты отличны от 1,0, то несущая способность N определяется по формуле:

$$N = N_{tab}\gamma_c / \gamma_n \qquad (6.2.1)$$

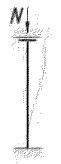
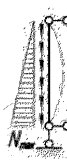
где N_{tab} – значение несущей способности, принятое по соответствующим таблицам раздела 6.2, γ_c – коэффициент условий работы конструкции, принятый по таблице 1 СП 16.13330 [12], γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принятый в соответствии с ГОСТ 27751 [15].

6.2.4 Приведенные в настоящем разделе расчеты соответствуют схеме свободного шарнирного закрепления концов сжатых или растянутых элементов с коэффициентом расчетной длины $\mu = 1,0$ (по первому рисунку таблицы 30 СП 16.13330 [12]). Расчетная длина l_{ef} определяется по формуле 140 и в соответствии с положениями 10.3.1, 10.3.2 СП 16.13330 [12].

При других схемах закрепления концов сжатых или растянутых элементов значения коэффи-

циента расчетной длины μ отличны от 1.0 принимаются по схемам таблицы 6.2.

Т а б л и ц а 6.2 – Значения μ для определённых схем закрепления концов элементов постоянного сечения и вида нагрузки

№ схемы	1	2	3	4	5	6	7	8
Схема закрепления колонны (стойки) и вид нагрузки								
μ	1.0	0.7	0.5	2.0	1.0	2.0	0.725	1.12

6.2.5 В **таблицах 6.2.1а** и **6.2.1б** представлены значения условной гибкости стержней $\bar{\lambda}$, в зависимости от расчетной длины элементов lef для различных сталей для двух главных плоскостей профиля сечения по формуле:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i}\sqrt{\frac{R_y}{E}} \qquad (6.2.2)$$

где: i - радиус инерции сечения в соответствующей плоскости,

R_y – расчетное сопротивление стали,

E - модуль упругости, равный 206000 МПа (таблица Б.1 [12]).

6.2.6 Величина условной гибкости λ ограничена таким образом, чтобы значение гибкости λ не превышало значения 220, так как в соответствии с требованиями 10.4.1 и таблицы 32 СП 16.13330 [12] данная величина является максимально возможной для сжатых элементов конструкций.

При подборе сечений конструкций следует руководствоваться указаниями таблицы 32 СП 16.13330 [12] и ограничивать гибкость сжатых элементов. Для основных колонн зданий и сооружений гибкость не должна превышать 120 (пункт 4 таблицы 32 [12], при значении коэффициента α=1,0). **Ячейки со значениями условных гибкостей для соответствующих двутавров и расчетных длин элементов, гибкость которых не превышает 120 выделены в таблицах 6.2.1 светло-зеленым цветом. Ячейки, для которых гибкость более 220, отмечены знаком «прочерк» «–».**

Таблицы 6.2.1 предназначена для подбора сечений элементов конструкций, к которым предъявляется только конструктивные требования – обеспечение предельной гибкости по таблице 32 СП 16.13330 [12].

Значения предельных условных гибкостей для сжатых элементов различного назначения приведены в пункте 6.2.13 и таблице 6.2.5.

6.2.7 В **таблицах 6.2.2а** и **6.2.2б** приведены значения несущей способности элементов, рассчитанных на центральное сжатие. Несущая способность элементов вычислена на основании положений п. 7.1.3 СП [12] и преобразованной формулы 7 СП 16.13330 [12]:

$$N = \varphi A R \gamma_c \qquad (6.2.3)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, вычисленный по формулам 8 и 9 с учетом условий и ограничений 7.1.3 СП [12], γ_c – принят равным 1,0 (см. 6.2.3).

Расчеты коэффициента продольного изгиба для каждого случая расчетной длины в настоящем стандарте организации не приводятся; численные значения коэффициентов для соответствующих значений гибкости можно принять по рисункам 5 и 6 настоящего документа. При расчете коэффициента φ учитывалось, что в плоскости большей жесткости двутавр работает как сечение типа ***b*** (по таблице 7 СП 16.13330 [12]), а в плоскости меньшей жесткости – как сечение типа ***c***.

Ячейки, для которых гибкость более 220, отмечены знаком «прочерк» «–».

6.2.8 Для подбора несущей способности центрально-сжатых элементов можно также использовать графики на **рисунках 6.2.2…6.2.31**, на которых представлены кривые несущей способности для двутавров 15К, 20К, 25К, 30К, 35К и 40К для сталей С255Б, С355Б, С390Б и С440Б.

6.2.9 В **таблице 6.2.3** проверены стенки двутавров центрально-сжатых элементов в соответствии с требованиями раздела 7.3 СП 16.13330 [12]. Фактическая условная гибкость стенки λ_w двутавра вычислена в

$$\overline{\lambda_w} = \frac{h_{ef}}{t_w}\sqrt{\frac{R_y}{E}} \qquad (6.2.4)$$

Предельная условная гибкость стенки λ_{uw} вычислена в зависимости от условной гибкости элемента λ, принятой при расчете на устойчивость при центральном сжатии по формулам 23 и 24 таблицы 9 СП 16.13330 [12]. Если выполняется условие $\lambda_w \leq \lambda_{uw}$, то гибкость стенки считается обеспеченной.

Если данное условие не выполняется, гибкость стенки не обеспечена и ячейки таблицы 6.2.3 отмечены буквами «Реб.». В таком случае стенку двутавра следует укрепить поперечными ребрами жесткости в соответствии с 7.3.3 СП 16.13330 [12] с шагом от $2{,}5h_{ef}$ до $3h_{ef}$, но не менее двух ребер на каждый отправочный элемент. Параметры ребер указаны в 7.3.3[12]. Минимальный и максимальный шаг ребер показан в соответствующих столбцах таблицы 6.2.3.

6.2.10 Анализируя результаты расчетов, представленных в таблице 6.2.3, можно заключить, что колонные двутавры типа К не требуют укрепления стенки ребрами в диапазоне рассмотренных длин элементов от 1,5 до 14 м. Поэтому при подборе сечений центрально-сжатых элементов следует стремиться использовать двутавры типа К. Двутавры других типов рекомендуется назначать в тех случаях, когда они не требуют укрепления ребрами. Использование двутавров, требующих укрепления ребрами (помечены в таблице буквами «Реб.»), целесообразно, если расхода металла и трудоемкости изготовления конструкций имеют экономическую эффективность.

6.2.11 Для центрально-сжатых элементов сплошного сечения в соответствии с требованиями 7.3.8 СП 16.13330 [12] необходимо выполнять проверку устойчивости полок. Выполненные в рамках разработки настоящего документа проверки показывают, что **для любых двутавров, изготовленных по стандартам [17, 18, 19, 20], а также для их сварных аналогов, устойчивость полок и свесов полок следует считать обеспеченной.**

6.2.12 В таблице 6.2.4 приведены результаты расчета несущей способности элементов на растяжение в соответствии с 7.1.1 по преобразованной формуле 5 СП 16.13330 [12]:

$$N = AR_y\gamma_c \qquad (6.2.5)$$

Растянутые элементы следует подбирать по таблице 6.2.4 таким образом, чтобы гибкость не превышала значений предельной гибкости, установленной в таблице 33 СП 16.13330 [12]. Удобно сравнивать значения условной гибкости элементов, расчет которой представлен в таблице 6.2.1 для различных длин, и предельной условной гибкости. Значения предельных условных гибкостей для растянутых элементов различного назначения приведены в пункте 6.2.13 и таблице 6.2.6.

6.2.13 Гибкости проектируемых элементов конструкций $\lambda = l_{ef}/i$ не должны превышать предельных значений λ_u, приведенных в таблицах 32 и 33 СП 16.13330 [12] для сжатых и растянутых элементов соответственно. В таблицах 6.2.5 и 6.2.6 приведены соответствующие значения условных предельных гибкостей, вычисленные для минимальной толщины полки двутавра для соответствующих сталей при значении коэффициента использования сечения α, равным 1. В процессе дальнейшего проектирования (после предварительного подбора сечений по таблицам настоящего стандарта организации) значения предельных гибкостей следует уточнять по результатам расчета простран-

ственных схем и определения фактического коэффициента использования сечений α.

Т а б л и ц а 6.2.5 – Предельная гибкость сжатых элементов из прокатных двутавров

Элементы конструкций (по таблице 32 [12])		Предельная гибкость (по таблице 32 [12] при α=1), λ_u	Условная предельная гибкость сжатых элементов для минимальной толщины полки, λ_u				
			С255Б	С345Б	С355Б	С390Б	С440Б
1	**Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции:** а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб или парных уголков высотой до 50 м	120	4,18	4,84	4,91	5,15	5,48
	б) пространственных конструкций из одиночных уголков, а также пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой свыше 50 м	120	4,18	4,84	4,91	5,15	5,48
2	Элементы, кроме указанных в позициях 1 и 7: а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков	150	5,23	6,05	6,14	6,44	6,85
	б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями	180	6,27	7,26	7,37	7,73	8,22
3	Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по позиции 1)	220	7,66	8,87	9,00	9,45	10,05
4	Основные колонны	120	4,18	4,84	4,91	5,15	5,48
5	Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей)	150	5,23	6,05	6,14	6,44	6,85
6	Элементы связей, кроме указанных в позиции 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчётной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы, кроме указанных в позиции 7	200	6,97	8,07	8,18	8,59	9,14
7	Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости	150	5,23	6,05	6,14	6,44	6,85

Т а б л и ц а 6.2.6 – Предельная гибкость растянутых элементов из прокатных двутавров

Элементы конструкций (по таблице 33 [12])		Предельная гибкость (по таблице 32 [12] при при статической нагрузке), λ_u	Условная предельная гибкость растянутых элементов для минимальной толщины полки, $\overline{\lambda}_u$				
			С255Б	С345Б	С355Б	С390Б	С440Б
1	Пояса и опорные раскосы плоских ферм (включая тормозные фермы) и структурных конструкций	400	13,93	16,13	16,37	17,18	18,28
2	Элементы ферм и структурных конструкций, кроме указанных в позиции 1	400	13,93	16,13	16,37	17,18	18,28
4	Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей)	300	10,45	12,10	12,28	12,88	13,71
5	Прочие элементы связей	400	13,93	16,13	16,37	17,18	18,28

Пример 6.2.1:

Требуется определить предварительное сечение центрально-сжатой основной колонны одноэтажного здания склада без подвала со сроком службы не менее 50-ти лет, из колонного двутавра по ГОСТ Р 57837 [20]. Максимальная расчётная нагрузка от перекрытия при неблагоприятном сочетании составляет N = 1840 кН. Высота колонны – 10,0 м, опорный узел имеет жёсткое соединение с железобетонным основанием, крепление ригелей покрытия – шарнирное в двух направлениях, сталь металлических конструкций здания – С255 по ГОСТ 27772.

Решение:

Решение поставленной задачи выполним по таблицам раздела 6.2. Искомые в таблицах значения отмечены красными точками, направления поиска – красными пунктирными линиями со стрелками с маркировкой типа «Пример 6.2.1».

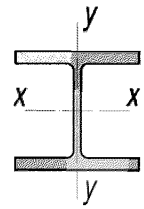
Для рассматриваемой колонны:

λ_c=1,0 по таблице 1 СП [12], для колонн в случаях, не оговорённых в таблице;

λ_n=1,0 по таблице 2 ГОСТ [15] для нормального класса ответственности здания КС-2.

Тогда, согласно п. 6.2.3 и модифицированной формуле (6.2.1):

$$N_{tab} = N\gamma_n/\gamma_c = 1840\ кН \cdot 1{,}0 / 1{,}0 = 1840\ кН$$



Заданная расчётная схема соответствует схеме №2 таблицы 6.2 настоящего руководства в обеих плоскостях жёсткости двутаврового сечения, тогда согласно п. 2.4.3:

$$l_{ef\,x} = l_{ef\,y} = L \cdot \mu = 10{,}0\ м \cdot 0{,}7 = 7\ м$$

По таблицам 6.2.2а и 6.2.2б определяем сечение: в столбцах поля колонных двутавров марки стали С255, с расчётной длиной, равной 7,0 м ищем значения N равные или большие $N = 1840\ кН$ и, соответствующие найденным значениям, номера сечений. Таким образом, по таблице 6.2.2а для l_{ef}= 7,0 $м$ в плоскости с большей жёсткостью N=1923,28 $кН$, что соответствует номеру профиля двутавр 20К6, таблице 6.2.2б для l_{ef}= 7,0 $м$

в плоскости с меньшей жёсткостью N = 2106,25 $кН$, что соответствует номеру профиля двутавр

25К7. Принимаем наибольший номер профиля – двутавр 25К7. По таблицам 6.2.1а и 6.2.1б определяем условную гибкость рассматриваемого сечения при известной расчётной длине на пересечении строчки сечения двутавр 25К7 и столбцов l_{ef} = *7,0 м* с маркой стали С255:

в плоскости с большей жёсткостью $\overline{\lambda}$ = 2,05,

в плоскости с меньшей жёсткостью $\overline{\lambda}$ = 3,55.

Оба значения находятся в закрашенных ячейках, следовательно, гибкость стержня не превышает 120, что является минимальной величиной для основных колонн здания.

По таблице 6.2.3 делаем проверку устойчивости стенки выбранного профиля: для стали С255 на пересечении столбца l_{ef} = *7,0 м* и строки профиля двутавр 25К7 находим значение предельной условной гибкости стенки $\overline{\lambda}_{uw}$ = 1,92, которая больше гибкости стенки $\overline{\lambda}_{w}$ = 0,397 из второго столбца той же таблицы.

Таким образом, номер профиля сечения двутавр 25К7 удовлетворяет заданным условиям прочности и устойчивости, а так же устойчивости стенки без укрепления рёбрами.

Пример 6.2.2:

Требуется определить предварительное сечение центрально-сжатой основной колонны первого этажа двенадцатиэтажного здания делового центра без подвала, из широкополочного двутавра по ГОСТ Р 57837 [20] с маркой стали С255 по ГОСТ 27772. Максимальное расчётная нагрузка от одного перекрытия при неблагоприятном сочетании составляет $N^{этаж.}$ = *430 кН*, от крыши – $N^{крыши}$ = *270кН*. Высота типового этажа 4,0 м, высота первого – 5,0 м. Опорный узел имеет шарнирное соединение с основанием, крепление ригелей перекрытий и покрытия – шарнирное в двух направлениях. В плоскости наименьшей жёсткости колонны раскреплены распорками на половине высоты этажа. Пространственная жёсткость здания обеспечена системой связей.

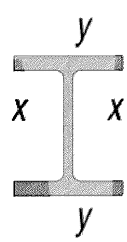
Решение:

Решение поставленной задачи выполнено по таблицам раздела 6.2. Искомые в таблицах значения отмечены синими точками, направления поиска – синими пунктирными линиями со стрелками с маркировкой типа «Пример 6.2.2».

Заданная расчётная схема для колонн любого этажа в обеих плоскостях соответствует схеме №1 таблицы 6.2 настоящего руководства, для которой μ=*1*, но, согласно п. 3.1.6 настоящего руководства, при предварительных расчётах для колонн первого этажа μ=*0,7*, тогда согласно п.2.4.3 для колонн 1-го этажа:

$l^{1}_{ef\,y} = L \cdot \mu$ = *5,0 м* · *0,7* = *3,5 м*

$l^{1}_{ef\,x} = 0{,}5 \cdot L \cdot \mu$ = *0,5* · *5,0 м* · *0,7* = *1,75 м*



для колонн типового этажа:

$l^{т}_{ef\,y} = L \cdot \mu$=*4,0 м* · *1* = *4,0 м*

$l^{т}_{ef\,x} = 0{,}5 \cdot L \cdot \mu$=*0,5* · *4,0 м* · *1* = *2,0 м*

Поскольку расчётная длина колонн типового этажа больше расчётной длины колонн первого этажа максимальное усилие определим для 1-го и 2-го этажей:

N^{1} = *(12-1) шт.* · $N^{этаж.}$ + $N^{крыши}$ =*11 шт.* · *430 кН* + *270 кН* = *5000 кН*

N^{2} = *(12-2) шт.* · $N^{этаж.}$ + $N^{крыши}$ =*10 шт.* · *430 кН* + *270 кН* = *4570 кН*

Для рассматриваемой колонны:

γ_c = 0,95 по таблице 1 СП [12], для колонн многоэтажных зданий до 150 м включительно;

γ_n = 1,0 по таблице 2 ГОСТ [15] для нормального класса ответственности здания КС-2.

Тогда, согласно п.6.2.3 и модифицированной формуле (6.2.1):

$N^1_{tab} = N\gamma_n / \gamma_c = 5000\ кН \cdot 1,0 / 0,95 = 5363,2\ кН$

$N^2_{tab} = N\gamma_n / \gamma_c = 4570\ кН \cdot 1,0 / 0,95 = 4810,5\ кН$

По таблицам 6.2.2а и 6.2.2б определяем сечение для 1-го и 2-го этажей здания в обеих плоскостях: в столбцах поля широкополочных двутавров марки стали С255, с расчётной длиной, равной 3,5 м и 1,75 м ищем значение N ближайшие большие к $N^1_{tab} = 5263,2\ кН$; с расчётной длиной 4,0 м и 2,0 м – значение N ближайшие большие к $N^2_{tab} = 4810,1\ кН$; находим, соответствующие найденным значениям, номера сечений по горизонтали.

Таким образом, по таблице 6.2.2а:

$l^1_{ef\,y} = 3,5\ м$ в плоскости с большей жёсткостью $N^1 = 5578,19\ кН$,
что соответствует номеру профиля двутавр 70Ш2;

для $l^2_{ef\,y} = l^r_{ef\,y} = 4,0\ м$, $N^2 = 4997,98\ кН$, профиль двутавр 50Ш4;

по таблице 6.2.2б:

для $l^1_{ef\,x} = 1,75м$ столбец отсутствует, поэтому усилие определяем по ближайшему большему табличному значению $l^1_{ef\,x} = 2,0м$, $N^1 = 5273,95\ кН$, профиль двутавр 70Ш2;

для $l^2_{ef\,x} = l^r_{ef\,x} = 2,0\ м$, $N^2 = 4842,21\ кН$, профиль двутавр 50Ш4;

Принимаем наибольший номер профиля – двутавр 70Ш2.

Для предварительного определения профиля допустимо использовать ближайшие большие табличные значения l_{ef}, при необходимости уточнения, для определения усилии по промежуточным значениям, использовать линейную интерполяцию.

По таблицам 6.2.1а и 6.2.1б определяем условную гибкость рассматриваемого сечения при известной расчётной длине на пересечении строчки сечения двутавр 70Ш2 и столбцов $l_{efy} = 4,0м$ и $l_{efx} = 2,0\ м$ соответственно, с маркой стали С255:

в плоскости с большей жёсткостью $l_{efy} = 4.0м$, $\overline{\lambda} = 0,47$

в плоскости с меньшей жёсткостью $l_{efx} = 2.0м$, $\overline{\lambda} = 1,02$

Оба значения находятся в закрашенных ячейках, следовательно, гибкость стержня не превышает 120, что является минимальной величиной для основных колонн здания.

По таблице 6.2.3 делаем проверку устойчивости стенки выбранного профиля: для стали С255 на пересечении столбца $l_{ef} = 4,0\ м$, $l_{ef} = 3,5\ м$, $l_{ef} = 2,0\ м$ и строки профиля двутавр 70Ш2 находим значение предельной условной гибкости стенки:

для $l_{ef} = 4,0\ м$, $\overline{\lambda}_{uw} = 1,33$, которая больше гибкости стенки $\overline{\lambda}_w = 1,328$ из второго столбца той же таблицы;

для $l_{ef} = 3,5\ м$ и $l_{ef} = 2,0\ м$ в ячейке $\overline{\lambda}_{uw}$ надпись «реб.», значит для колонн 1го этажа с профилем двутавр 70Ш2 требуется установка горизонтальных рёбер жесткости с шагом 1,5 м, больше минимально требуемого шага и меньше максимально требуемого (столбцы 3 и 4 таблицы 6.2.3)

Таким образом, номер профиля сечения двутавр 70Ш2 в качестве сечения для центральных колонн 1-го этажа удовлетворяет заданным условиям прочности и устойчивости, а так же устойчивости стенки с установкой горизонтальных рёбер жёсткости с шагом 1500 мм.

Пример 6.2.3:

Требуется предварительно подобрать сечение центрально-сжатой и центрально-растянутой ветвей треугольной связи высотного здания, $H_{зд.} = 112\ м$, из колонного двутавра по ГОСТ Р 57837 [20]. Максимальное сжимающее усилие составляет $N^-_p = 410\ кН$, сталь С255 по ГОСТ 27772. Растягивающее – $N^+_p = 770\ кН$, сталь С255 по ГОСТ 27772. Длина каждой ветви $L = 6,0\ м$.

Решение:

Решение поставленной задачи выполнено по графикам и таблицам раздела 6.2. Искомые в графиках и таблицах значения отмечены зелёными точками, направления поиска – зелёными пунктирными линиями со стрелками с маркировкой типа «Пример 6.2.3».

Для рассматриваемой связи:

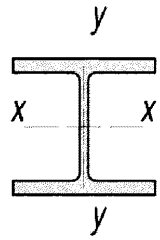
γ_c = 1,0 по таблице 1 СП [12], для неоговорённых в таблице случаев;

γ_n = 1,1 по таблице 2 ГОСТ [15] для повышенного класса ответственности здания КС-3.

Тогда, согласно п.6.2.3 и модифицированной формуле (6.2.1):

Для сжатой ветви $N^-_{tab} = N^-_p \gamma_n / \gamma_c = 410\ кН \cdot\ 1{,}1\ /1{,}0 = 451\ кН$

Для растянутой ветви $N^+_{tab} = N^+_p \gamma_n / \gamma_c = 770\ кН \cdot\ 1{,}1\ /1{,}0 = 847\ кН$



Расчётная схема треугольных связей соответствует схеме №1 таблицы 6.2 настоящего руководства в обеих плоскостях жёсткости двутаврового сечения, тогда согласно п.2.4.3:

$l_{efx} = l_{efy} = L \cdot \mu = 6{,}0\ м \cdot 1{,}0 = 6{,}0\ м$

По рисункам 6.2.2 … 6.2.13 «Графики несущей способности в плоскости стенки и в плоскости полок центрально-сжатых стержней для колонных двутавров из стали С255» определяем сечение для сжатой ветви связи. На горизонтальной шкале графика ищем требуемую расчётную длину в плоскости сечения с большей и меньшей жёсткости на разных рисунках $l_{efx} = l_{efy} = 6{,}0\ м$, на вертикальной шкале откладываем полученное табличное значение несущей способности $N^- = N^-_{tab} = 451\ кН$. Назначенным параметрам отвечают сечения, линии графиков которых проходят через точку или находятся выше неё. Выбираем ближайший верхний. В рассматриваемом случае, по критерию N, ближайшими к точке пересечения параметров являются сечения двутавр 15К5 – в плоскости стенки (в плоскости с большей жёсткостью у-у) и двутавр 20К1 – в плоскости полок (в плоскости с меньшей жёсткостью х-х).

Согласно таблице 6.2.1а гибкость элемента сечением двутавр 15К5 и двутавр 20К1 в плоскости с большей жёсткость не превышает 120, в плоскости с меньшей жёсткостью по таблице 6.2.1б видно что гибкость стержней больше 120 но менее 220 (бесцветная ячейка со значением), условная гибкость для двутавра 15К5 при $l_{efx} = 6{,}0\ м$ $\bar{\lambda} = 5{,}29$, для двутавра 20К1 при $l_{efx} = 6{,}0\ м$ $\bar{\lambda} = 4{,}18$, что меньше условной предельной гибкости по таблице 6.2.5 п.6 настоящего руководства для стали С255Б $\bar{\lambda}_u = 6{,}97$.

Согласно таблице 6.2.3 устойчивость стенок для обоих сечений обеспечена, установка рёбер жёсткости не требуется.

При условии, что габариты сечения не ограничены, выбираем сечение, меньшее по массе, которую определяем по таблице 6.1.1: для двутавра 15К5 вес погонного метра составляет 56,3 кг/п.м, для двутавра 20К1 – 41,4 кг/п.м.

Принимаем профиль с меньшим весом – двутавр 20К1.

По таблице 6.2.4 определяем сечение растянутой ветви связи.
В поле колонных двутавров в столбце стали С255Б находим значение равное или большее расчётного растягивающего усилия $N^+_{tab} = 847\ кН$. Заданному параметру отвечает сечение двутавр 15К1 с максимальным усилием $N = 854{,}25\ кН$.

Условные гибкости двутавра 15К1 в двух плоскостях $\bar{\lambda}_y = 3{,}3$ и $\bar{\lambda}_x = 5{,}6$ по таблицам 6.2.1а и 6.2.1б не превышают предельной условной гибкости растянутых элементов по таблице 6.2.6 для стали С255Б $\bar{\lambda}_u = 13{,}93$.

Таким образом, для сжатой ветви заданным параметрам отвечает сечение двутавр 20К1, сталь С255; для растянутой – двутавр 15К1, сталь С255.

Графики несущей способности центрально сжатых стержней для колонных двутавров, сталь С255Б

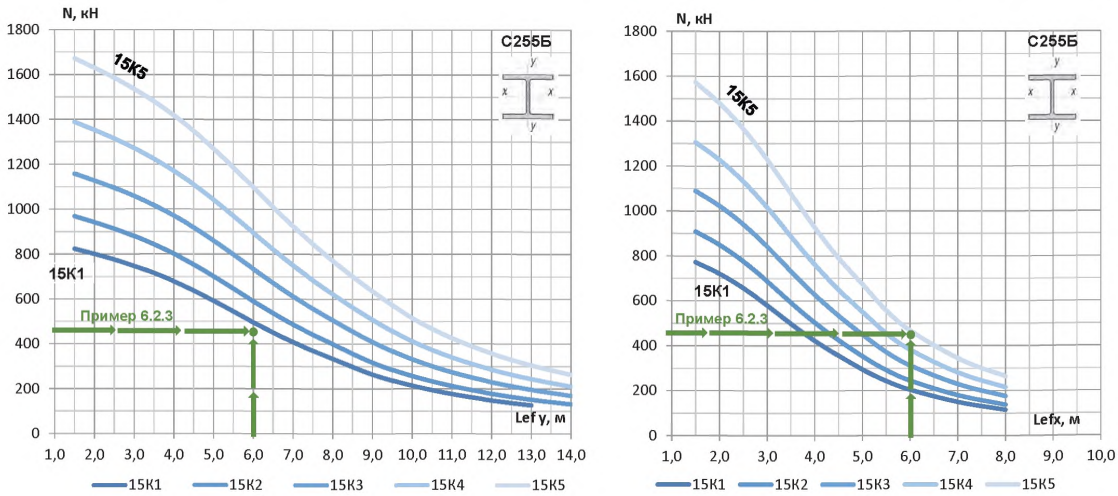


Рисунок 6.2.2, 6.2.3 – **Графики несущей способности в плоскости стенки (*N*) и в плоскости полок (*N*) центрально сжатых стержней для двутавров 15К (сталь С255Б)**

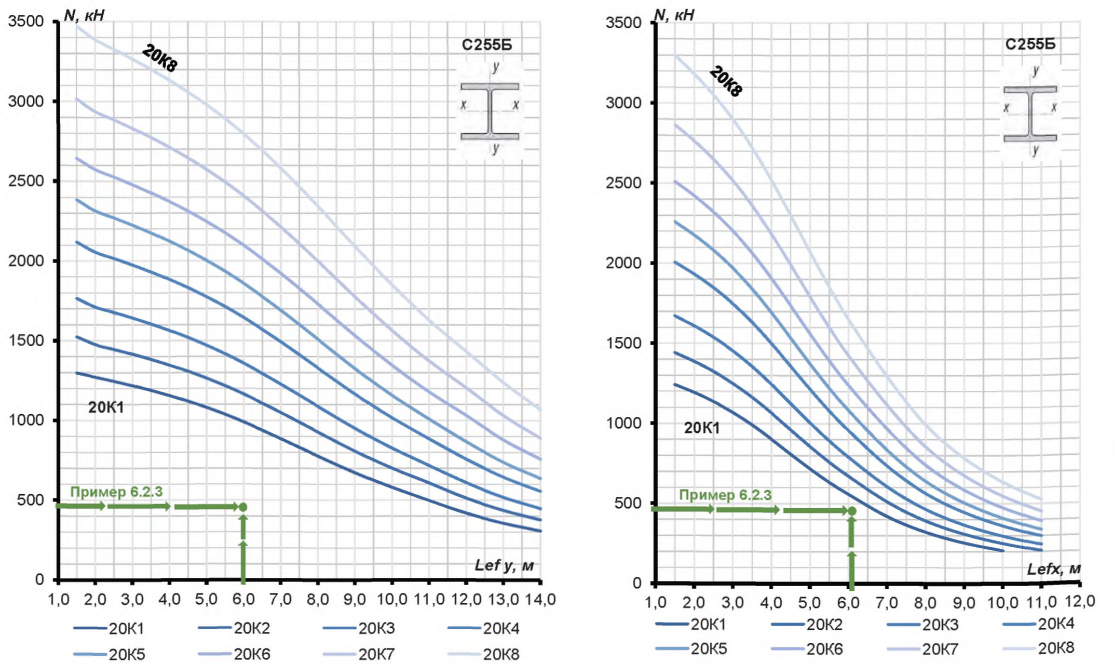
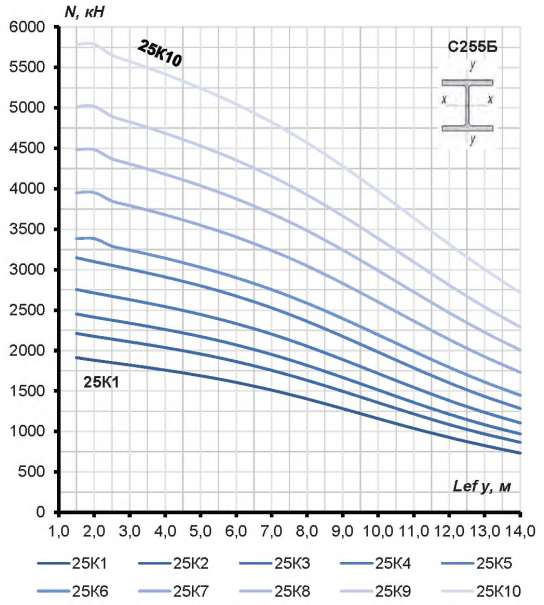


Рисунок 6.2.4, 6.2.5 – **Графики несущей способности в плоскости стенки (*N*) и в плоскости полок (*N*) центрально сжатых стержней для двутавров 20К (сталь С255Б)**



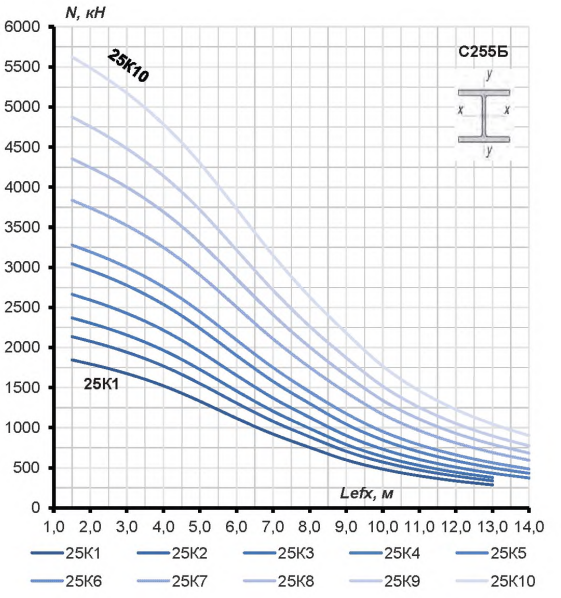


Рисунок 6.2.6, 6.2.7 – **Графики несущей способности в плоскости стенки (*N*) и в плоскости полок (*N*) центрально сжатых стержней для двутавров 25К (сталь С255Б)**

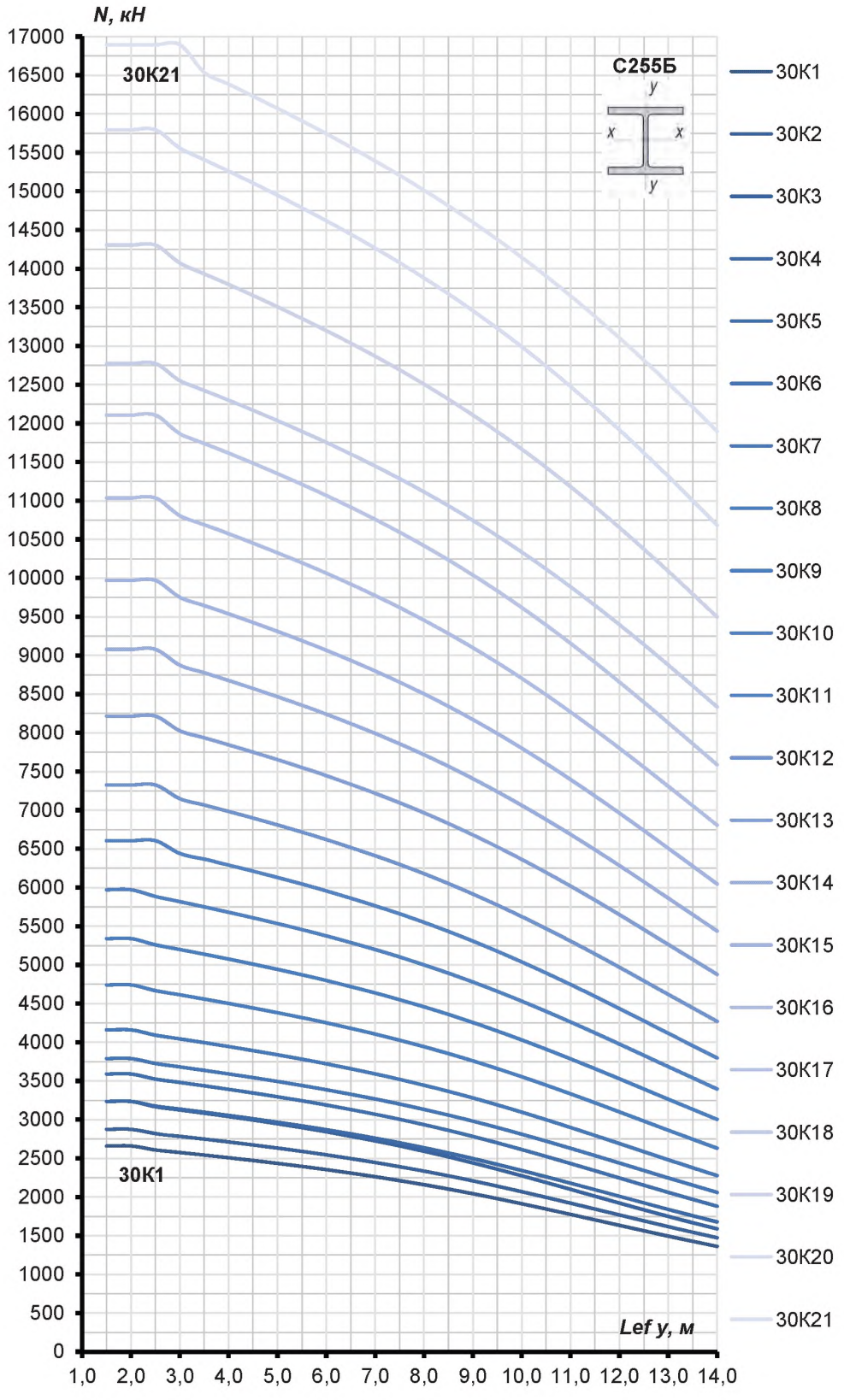


Рисунок 6.2.8 – **Графики несущей способности в плоскости стенки (*N*) центрально сжатых стержней для двутавров 30К (сталь С255Б)**

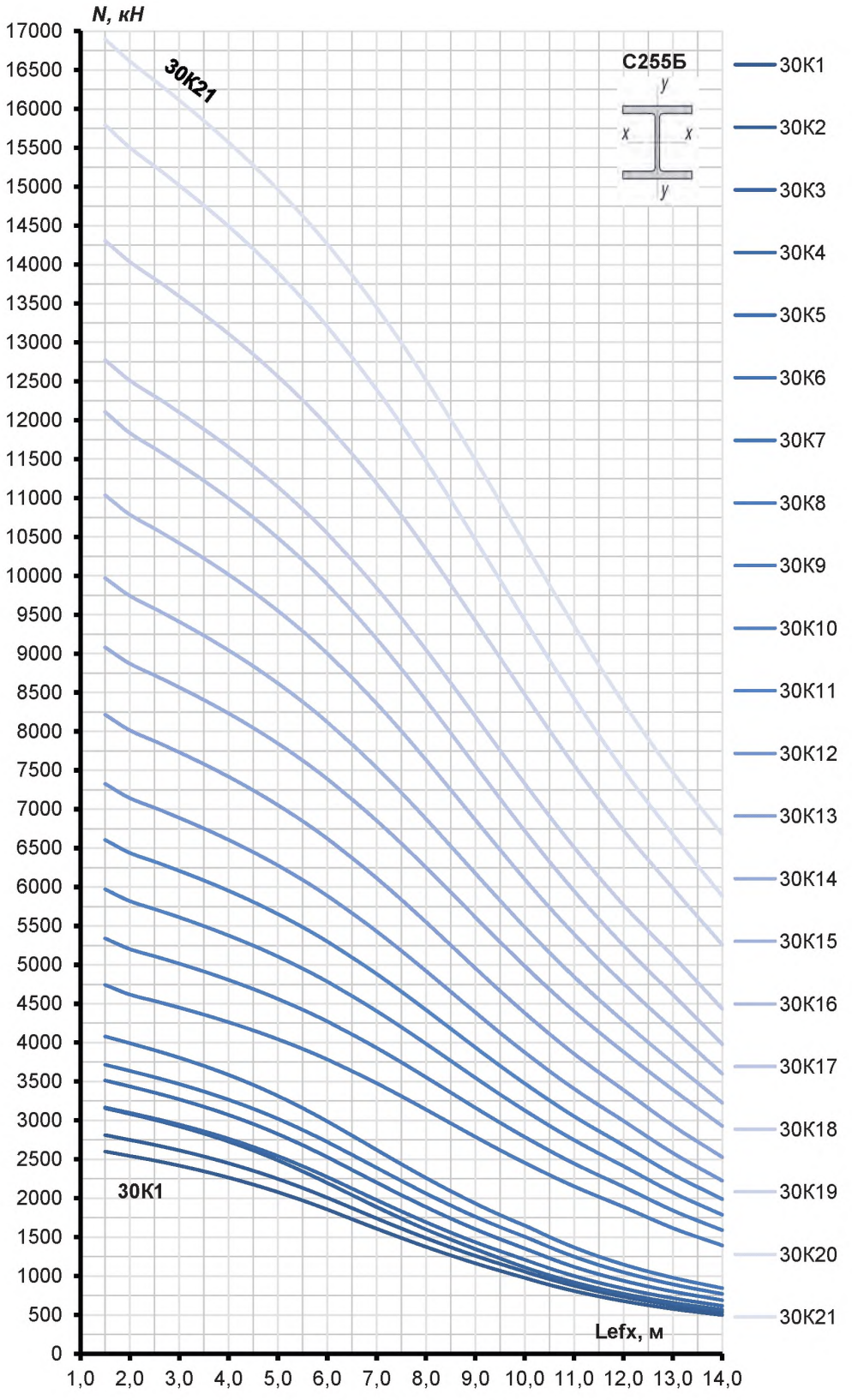


Рисунок 6.2.9 – **Графики несущей способности в плоскости полок (*N*) центрально сжатых стержней для двутавров 30К (сталь С255Б)**

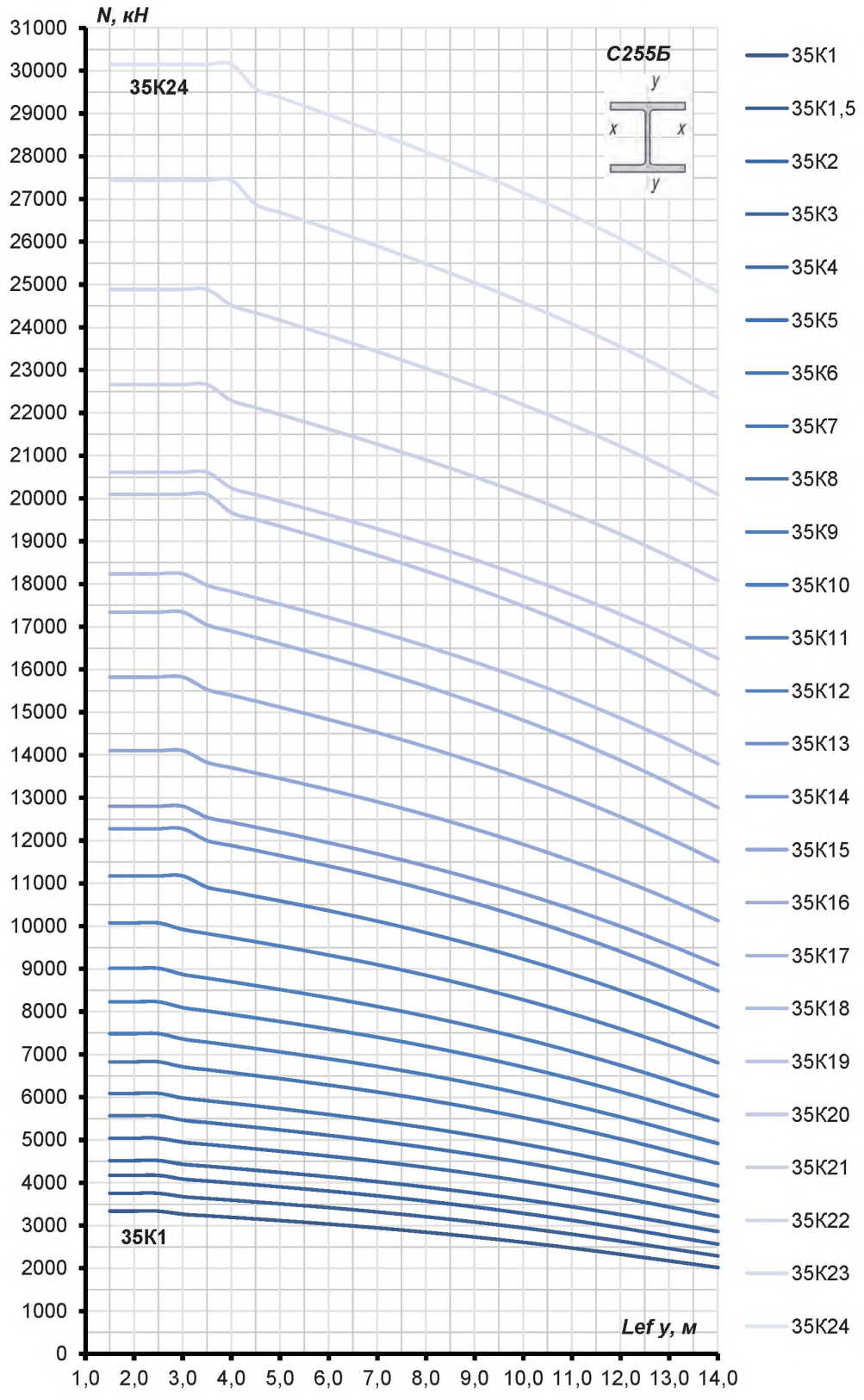


Рисунок 6.2.10 – **Графики несущей способности в плоскости стенки (*N*) центрально сжатых стержней для двутавров 35К (сталь С255Б)**

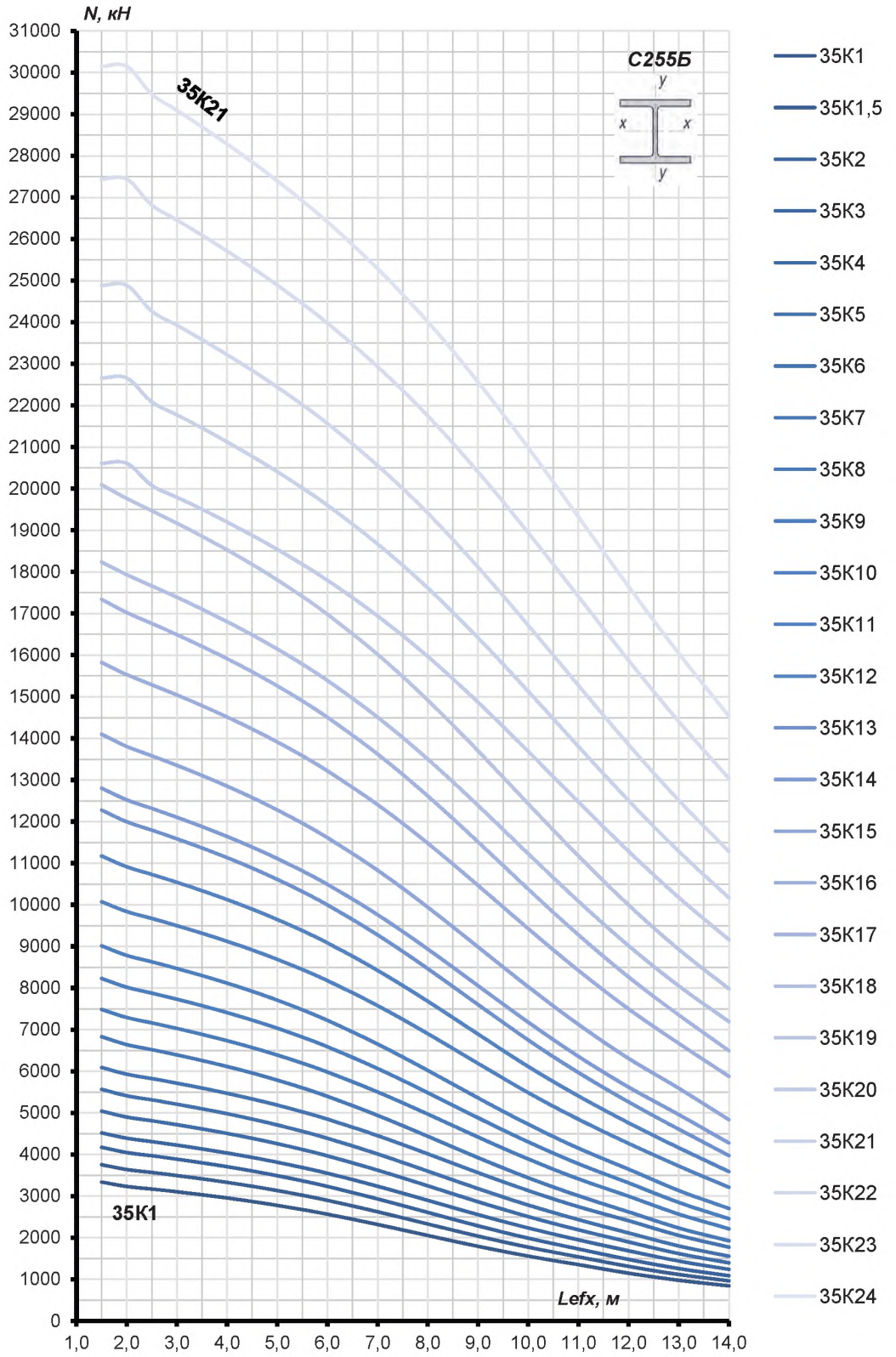


Рисунок 6.2.11 – **Графики несущей способности в плоскости полок (*N*) центрально сжатых стержней для двутавров 35К (сталь С255Б)**

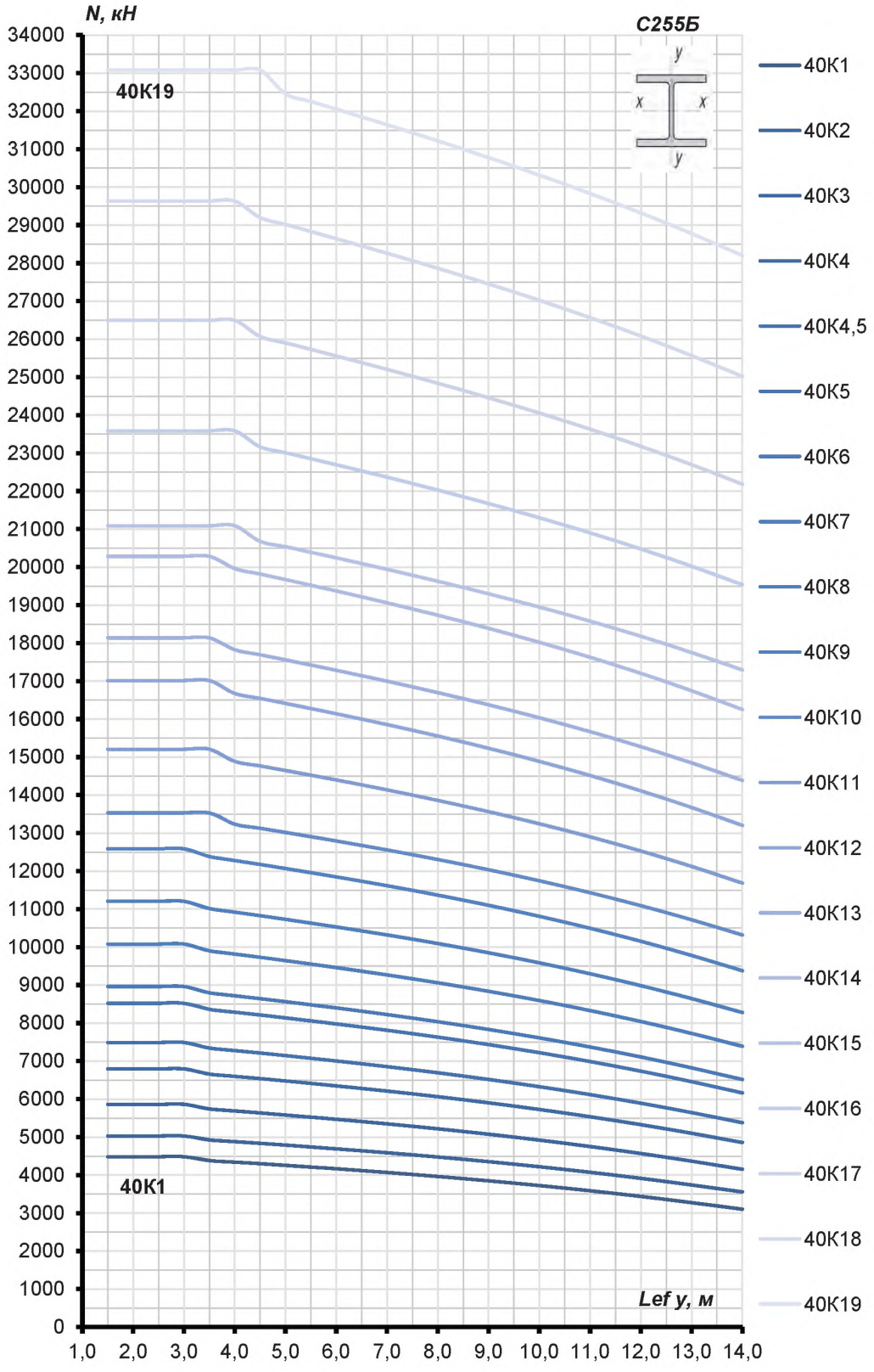


Рисунок 6.2.12 – **Графики несущей способности в плоскости стенки (*N*) центрально сжатых стержней для двутавров 40К (сталь С255Б)**

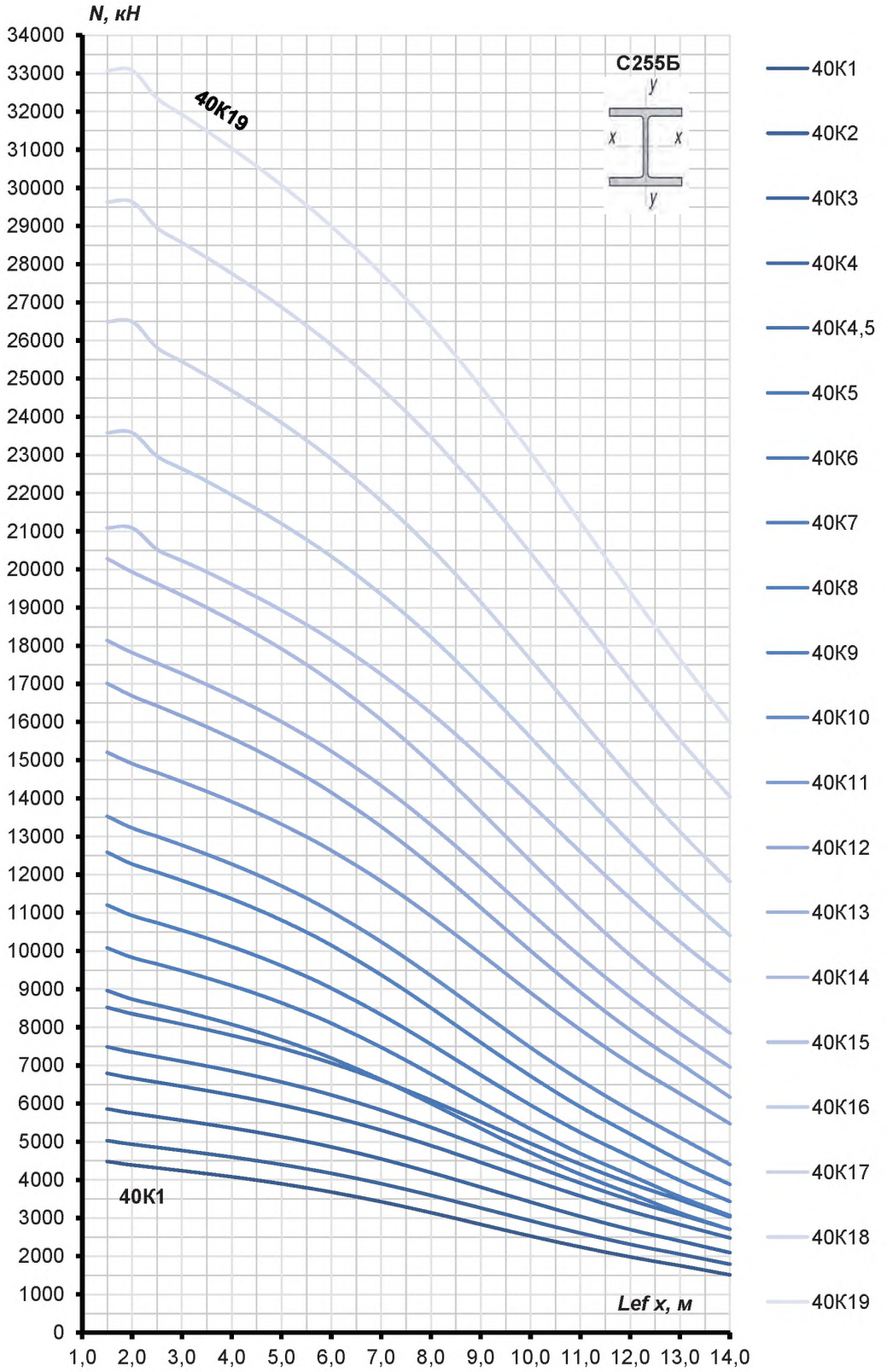


Рисунок 6.2.13 – **Графики несущей способности в плоскости полок (*N*) центрально сжатых стержней для двутавров 40К (сталь С255Б)**

6.3 Подбор сечения элементов при действии продольной силы с изгибом

6.3.1 Таблицы подбора сечений составлены для сортамента двутавров с параллельными гранями полок в соответствии с сортаментным рядом ГОСТ Р 57837 [20].

Для таблиц подбора сечений приняты стали С255Б, С355Б, С390Б и С440Б по ГОСТ Р 57837 [20] и по техническим условиям [17, 18]. Стали с буквенным обозначением Б в документах [20] и [17, 18] полностью идентичны.

6.3.2 Расчетные сопротивления R_y для сталей, указанных в 6.2.1, приняты в соответствии с таблицей В.4 СП 16.13330 [12]. При этом, значения расчетного сопротивления для различных толщин полок проката приняты по интерполяции значений таблицы В.4. Коэффициент надежности по материалу γ_m принят в соответствии с таблицей 3 СП 16.13330 [12] равным 1,025. Графики изменения расчетного сопротивления в зависимости от толщины полок проката приведены на рисунке 6.2.1 для каждой из рассматриваемых марок стали.

6.3.3 Для определения несущей способности элементов конструкции при действии продольной силы с изгибом в таблицах настоящего раздела коэффициент надежности по ответственности γ_n и коэффициент условий работы γ_c приняты равными 1,0. В случае, если данные коэффициенты отличны от 1,0, то несущая способность (предельная нагрузка) F определяется по формуле:

$$F = F_{tab}\,\gamma_c / \gamma_n \qquad (6.3.1)$$

где F_{tab} – значение несущей способности (продольная сила N или изгибающий момент M), принятое по соответствующим таблицам раздела 6.3, γ_c – коэффициент условий работы конструкции, принимаемый по таблице 1 СП 16.13330 [12], γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принимаемый в соответствии с ГОСТ 27751 [15].

6.3.4 Приведенные в настоящем разделе расчеты соответствуют схеме свободного шарнирного закрепления концов сжатых элементов с коэффициентом расчетной длины $\mu = 1,0$ (по схеме №1 таблицы 6.2). Расчетная длина l_{ef} определяется по формуле 140 и в соответствии с положениями 10.3.1, 10.3.2 СП 16.13330 [12]. Отличные от 1,0 значения коэффициента расчетной длины μ принимаются по схемам таблицы 6.2.

6.3.5 Расчет на **прочность внецентренно сжатых** (сжато-изгибаемых) и внецентренно растянутых (растянуто-изгибаемых) элементов из сталей, указанных в 6.3.1 (от С255Б до С440Б), при отсутствии динамических нагрузок и незначительных поперечных силах, выполняется по требованиям 9.1.1 и формуле 105 СП 16.13330 [12]. Учитывая то, что в многоэтажных зданиях со связевыми и рамно-связевыми каркасами рекомендуется проектировать колонны с жестким примыканием балок только по одному направлению, а кручение элементов избегается конструированием узлов и общей компоновкой каркаса, из формулы 105 для предварительного расчета конструкций можно исключить слагаемые с одним из моментов, действующим из рассматриваемой плоскости сечения и с бимоментом B.

Формула 105 учитывает развитие пластических деформаций в конструкции путем введения коэффициентов n, c_x, c_y по таблице Е.1 СП 16.13330 [12].
Для облегчения расчетов конструкций по формулам 50, 51, 76, 77, 105, 120, 121 (СП 16.13330 [12]), работающих на сжатие с изгибом (колонны) или на изгиб (балки) для сортамента, в **таблице 6.3.1** рассчитаны коэффициенты, учитывающие пластическую работу, n, c_x, c_y. Коэффициенты определены для соответствующих каждому профилю отношения A_f/A_w, при изгибе элемента в одной из главных плоскостей.

6.3.6 Расчет по прочности элементов внецентренно сжатых (сжато- изгибаемых) и внецентренно растянутых (растянуто-изгибаемых) сведён в **таблицы 6.3.2а … 6.3.2г** по двум вариантам:

1) определение предельной продольной силы N для сечения с заданной величиной изгибаемого момента M;

2) определение предельного изгибающего момента M для сечения с заданным значением продольной силы N.

Расчеты представлены при действии момента M_x в плоскости с большей жесткостью сечения *y-y* и отдельно M_y – в плоскости с меньшей жесткостью сечения *x-x*.

Таблица составлена для действия продольной силы и одного момента, приложенного в одной из плоскостей симметрии двутавра, по следующим формулам, полученным из преобразования формулы 105 СП 16.13330 [12]:

- для 1 варианта (задан момент):
$$N = \left(1 - \frac{M}{c\ W\ R_y}\right)^{\frac{1}{n}} AR_y \qquad (6.3.2)$$

- для 2 варианта (задана продольная сила):
$$M = \left(1 - \left(\frac{N}{AR_y}\right)^n\right) c\ W\ R_y \qquad (6.3.3)$$

Промежуточные значения для продольных сил и моментов, найденных по таблице 6.3.2, допустимо определять по линейной интерполяции.

6.3.7 **Таблица 6.3.3** содержит результаты расчета элементов сплошного сечения **на устойчивость при сжатии с изгибом** в плоскости с большей жёсткостью *y-y*, в соответствии с требованиями раздела 9.2 СП 16.13330 [12], положениями 9.2.1…9.2.4, 9.2.6. В таблице представлены предельные продольные силы и соответствующие им моменты для различных расчетных длин и условных гибкостей для каждого профиля типа К (колонного) ГОСТ Р 57837 [20]. Предельная продольная сила найдена по преобразованной формуле 109 [12]:

$$N = \varphi_e AR_y \qquad (6.3.4)$$

Коэффициент φ_e определен по таблице Д.3 [12] для различных значений m_{ef} в диапазоне от 0,1 до 20 и условных гибкостей $\overline{\lambda}$, соответствующих длинам элементов от 1,5 до 14 м. Для определения коэффициента φ_e для промежуточных значений условных гибкостей $\overline{\lambda}$ проводилась линейная интерполяция таблицы Д.3 [12].

Относительный эксцентриситет в [12] вычисляется по формуле $m = M/N \cdot A/W_c$ или $m = m_{ef}/\eta$. Значит, имея значение N и параметры профиля, можно определить предельный момент, соответствующий данной предельной продольной силе N:

$$M = mNW_c/A \qquad (6.3.5)$$

В этой формуле неизвестным остается относительный эксцентриситет m, который, согласно данных таблицы Д.2 [12], при известных значениях A_f/A_w, учитывая, что для колонных двутавров типа сечения 5 A_f/A_w>1, можно выразить следующим образом при значениях m от 0,1 до 5:

$$m = \frac{(1{,}9+0{,}12\overline{\lambda})+\sqrt{(1{,}9+0{,}12\overline{\lambda})^2+4(-0{,}1-0{,}02\overline{\lambda})m_{ef}}}{2(-0{,}1-0{,}02\overline{\lambda})} \qquad (6.3.6)$$

При m от 5 до 20:

$$m = \frac{m_{ef}}{1{,}4-0{,}02\overline{\lambda}} \qquad (6.3.7)$$

6.3.8 Приведем пример подбора сечения внецентренно сжатого элемента в соответствии с таблицей 6.3.3.

Пример 6.3.1:

Требуется определить предварительное сечение внецентренно- сжатой основной колонны второго этажа многоэтажного административного здания без подвала со сроком службы не менее 50-ти лет, из колонного двутавра по ГОСТ Р 57837 [20]. Высота здания 75 м. Высота второго этажа 4,5м Максимальная расчётная нагрузка на колонну при неблагоприятном сочетании составляет $N = 8830$ *кН*, изгибающий момент в одной плоскости $M = 205$ *кН*м*. Крепление ригелей покрытия – шарнирное в двух направлениях, сталь металлических конструкций здания – С255 по ГОСТ 27772. Здание обеспечено системой связей.

Решение:

Решение поставленной задачи выполним по таблице 6.3.3. Искомые в таблице значения отме-

чены синими точками, направления поиска – синими пунктирными линиями со стрелками с маркировкой типа «Пример 6.3.1».

Для рассматриваемой колонны:

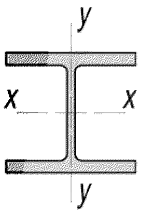
γ_c = 1,0 по таблице 1 СП [12], для колонн в случаях, не оговорённых в таблице;

γ_n = 1,0 по таблице 2 ГОСТ [15] для нормального класса ответственности здания КС-2.

Тогда, согласно п. 6.2.3 и модифицированной формуле (6.2.1):

$N_{tab} = N\gamma_n / \gamma_c = 8830\ кН \cdot 1{,}0 / 1{,}0 = 8830\ кН$

$M_{tab} = M\gamma_n / \gamma_c = 25\ кНм \cdot 1{,}0 / 1{,}0 = 205\ кНм$



Заданная расчётная схема соответствует схеме №1 таблицы 6.2 настоящего руководства в обеих плоскостях жёсткости двутаврового сечения, тогда согласно п.2.4.3:

$l_{efx} = l_{efy} = L \cdot \mu = 4{,}5\ м \cdot 1{,}0 = 4{,}5\ м$

Сечение двутавра располагаем так, что бы изгибающий момент действовал в плоскости с большей жёсткостью (в плоскости стенки).

По таблице 6.3.3 определяем сечение: в строчках полей колонных двутавров марки стали С255, с расчётной длиной, равной 4,5 м ищем значения *N* равные или большие *N = 8830 кН*, значения М при том же mef и, соответствующие найденным значениям, номер сечения. Таким образом, по таблице 6.3.3 для $l_{ef} = 4{,}5\ м$ *N=8858,42 кН*, что соответствует *M=186,62 кН*м* и номеру профиля двутавр 40К7. Значение изгибающего момента меньше заданного *M=205 кН*м*, тогда рассматриваем больший профиль. Для двутавра 40К8 при $l_{ef} = 4{,}5\ м$ по таблице 6.3.3 *M=208,12 кН*м*, ему соответствует *N=9860,74 кН*, что меньше заданных значений.

Таким образом, номер профиля сечения двутавр 40К8 удовлетворяет заданным условиям прочности и устойчивости.

6.4 Подбор сечения элементов при изгибе

6.4.1 Таблицы подбора сечений составлены для сортамента двутавров с параллельными гранями полок в соответствии с сортаментным рядом ГОСТ Р 57837 [20].

Для таблиц подбора сечений приняты стали С255Б, С355Б, С390Б и С440Б по ГОСТ Р 57837 [20] и по техническим условиям [17, 18]. Стали с буквенным обозначением Б в документах [20] и [17, 18] полностью идентичны.

6.4.2 Расчетные сопротивления R_y для сталей, указанных в 6.2.1, приняты в соответствии с таблицей В.4 СП 16.13330 [12]. При этом, значения расчетного сопротивления для различных толщин полок проката приняты по интерполяции значений таблицы В.4. Коэффициент надежности по материалу γ_m принят в соответствии с таблицей 3 СП 16.13330 [12] равным 1,025. Графики изменения расчетного сопротивления приведены на рисунке 6.2.1.

6.4.3 Для определения несущей способности элементов конструкции при изгибе в таблицах настоящего раздела коэффициент надежности по ответственности γ_n и коэффициент условий работы γ_c приняты равными 1,0.

В случае, если данные коэффициенты отличны от 1,0, то несущая способность (предельная нагрузка или момент) *M* определяется по формуле:

$$q = q_{tab}\,\gamma_c / \gamma_n \qquad (6.4.1)$$

где q_{tab} – значение равномерно распределённой нагрузки, кН/м, принятое по соответствующим таблицам раздела 6.4, γ_c – коэффициент условий работы конструкции, принятый по таблице 1 СП 16.13330 [12], γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принятый в соответствии с ГОСТ 27751 [15].

6.4.4 Приведенные в настоящем разделе расчеты соответствуют схеме свободного шарнирного закрепления концов балок с коэффициентом расчетной длины в плоскости $\mu = 1{,}0$, из плоскости действия момента считается, что балка закреплена сплошным настилом перекрытия по верхнему сжатому поясу.

6.4.5 В **таблице 6.4.1** представлены значения предельной равномерно распределенной нагрузки на шарнирно опертую балку для каждого профиля сортамента по **предельному изгибающему моменту в плоскости с наибольшей жёсткостью**. Расчеты выполнены как для балок 1-го класса, то есть **без учета развития пластических деформаций**. Предельная нагрузка (в кН/м) вычислена для различных пролетов и марок сталей по формуле, полученной преобразованием формулы 41 СП 16.13330 [12]:

$$q = 8W_{n,min}R_y/l^2 \qquad (6.4.2)$$

6.4.6 В **таблице 6.4.2** представлены значения предельной равномерно распределенной нагрузки на шарнирно опертую балку для каждого профиля сортамента **по предельной поперечной силе при изгибе в плоскости с наибольшей жёсткостью**. Расчеты выполнены как для балок 1-го класса, то есть **без учета развития пластических деформаций**. Предельная нагрузка (в кН/м) вычислена для различных пролетов и марок сталей по формуле, полученной преобразованием формулы 42 СП 16.13330 [12]:

$$q = \frac{2It_wR_s}{l\,S} \qquad (6.4.3)$$

Если нагрузка, полученная по данной формуле (по предельной поперечной силе на опоре) получается менее нагрузки, определенной по формуле в пункте 6.4.5 (по предельному моменту), то опорная часть требует укрепления ребром, а в таблице 6.4.2 ячейки с таким случаем отмечены символом «Оп.реб.». Опорное ребро следует проектировать в соответствии с требованиями 8.5.17 СП 16.13330 [12].

6.4.7 В **таблице 6.4.3** представлены значения предельной равномерно распределенной нагрузки на шарнирно опертую балку для каждого профиля сортамента **по предельному изгибающему моменту в плоскости с наибольшей жёсткостью**. Расчеты выполнены как для балок 2-го и 3-го класса, то есть **с учетом развития пластических деформаций**. Предельная нагрузка (в кН/м) вычислена для различных пролетов и марок сталей по формуле, полученной преобразованием формулы 50 СП 16.13330 [12]:

$$q = c_x\beta 8W_{n,min}R_y/l^2 \qquad (6.4.4)$$

Определение коэффициента c_x приведено в 6.3.5 настоящего руководства и в таблице 6.3.1. Коэффициент β принят равным 1, в предположении, что $\tau_x \le 0{,}5\,R_s$, что справедливо для середины пролета шарнирно опертой балки с равномерно распределенной нагрузкой без приложения значительной сосредоточенной нагрузки в середине пролета.

6.4.8 В **таблице 6.4.4** представлены значения предельной равномерно распределенной нагрузки на шарнирно опертую балку для каждого профиля сортамента **по предельной поперечной силе при изгибе в плоскости с наибольшей жёсткостью**. Расчеты выполнены как для балок 2-го и 3-го класса, то есть **с учетом развития пластических деформаций**. Предельная нагрузка (в кН/м) вычислена для различных пролетов и марок сталей по формуле, полученной преобразованием формулы 54 СП 16.13330 [12]:

$$q = 2A_wR_s/l \qquad (6.4.5)$$

Если нагрузка, полученная по данной формуле (по предельной поперечной силе на опоре) получается менее нагрузки, определенной по формуле в пункте 6.4.7 (по предельному моменту), то опорная часть требует укрепления ребром, а в таблице 6.4.4 ячейки с таким случаем отмечены символом «Реб.». Опорное ребро следует проектировать в соответствии с требованиями 8.5.17 СП 16.13330 [12].

6.4.9 Прогиб проектируемой конструкции f следует определять по результатам простран-

ственного расчета конструкций от нормативных значений постоянных и длительных нагрузок. Сбор нагрузок выполняется на этапе проектирования конструкций и является строго индивидуальным в каждом конкретном случае. Для предварительной оценки жесткости конструкции, в **таблице 6.4.5** приведены значения предельной нормативной равномерно распределённой нагрузки q, на шарнирно опёртую балку для каждого профиля сортамента, **в зависимости от максимального прогиба в середине пролёта $f_{max} = f_u$**, ограниченного эстетико-психологическими требованиями (таблица Д.1 [13]), **при соответствующем пролёте**. Расчеты выполнены как для балок 2-го и 3-го класса, то есть с учетом развития пластических деформаций, по прогибам при изгибе в плоскости с наибольшей жёсткостью. Предельная нормативная нагрузка (в кН/м) вычислена для различных пролетов и любой марки стали по формуле, полученной преобразованием формулы определения прогиба для шарнирно опёртых балок:

$$q_н = \frac{384}{5}\frac{fEI}{l^4} \qquad (6.4.6)$$

Класс стали по прочности на величину прогибовв не влияет. Расчётное значение равномерно распределённой нагрузки определяется по формуле:

$$q = q_H / K_{рн} \qquad (6.4.7)$$

$K_{рн}$ – коэффициент, который учитывает переход от расчетного значения нагрузки q к нормативному q_H.

Из опыта проектирования многоэтажных зданий гражданского назначения приближенно для междуэтажных перекрытий можно принять, что постоянная нагрузка составляет, как правило, 80% от полной нагрузки, а временная – 20%. Для типичных составов перекрытий усредненный коэффициент надежности по постоянной нагрузке составит около 1,2. Для временных равномерно распределенных нагрузок, характерных для помещений, указанных в пункте 2 таблицы 8.3 СП 20.13330 [13], коэффициент надежности составляет также 1,2 (по 8.2.2 [13]), а длительная часть временной нагрузки в соответствии с 8.2.3 [13] определяется умножением нормативных значений нагрузок на коэффициент 0,35. Таким образом можно приближенно вычислить коэффициент:

$K_{рн} = 0{,}2/162 \cdot 0{,}35 + 0{,}8/12 = 0{,}725$

6.4.10 Предельный прогиб f_u конструкции устанавливается приложением Д СП 20.13330 [13] и таблицей Д.1 в зависимости от предъявляемых требований к конструкции и пролета балки. Для балок покрытий и перекрытий гражданских зданий и автостоянок, открытых для обзора (пункт 2 *а, д* таблицы Д.1 [13] – эстетико-психологические требования), значения предельных прогибов представлены в виде графика на рисунке 6.4.1а.

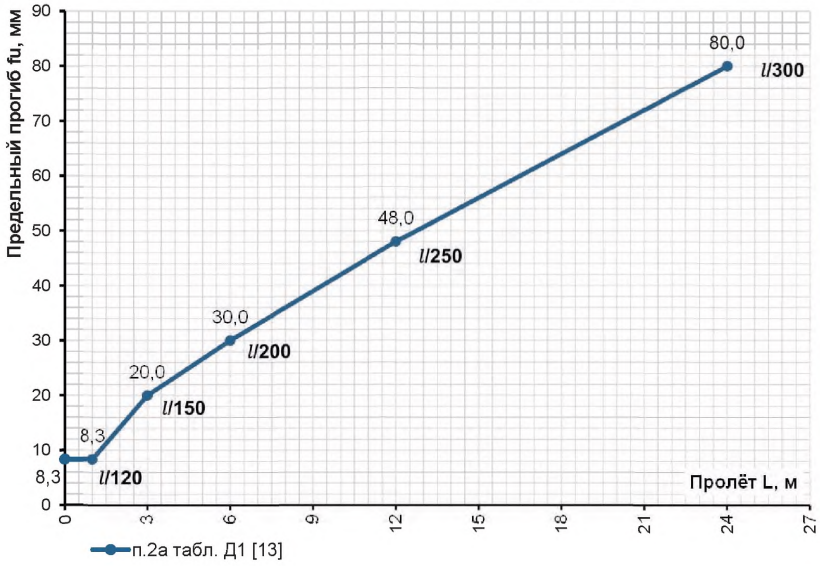


Рисунок 6.4.1а – **График значений предельных прогибов (в соответствии с таблицей Д.1 [13], п. 2 а, д)**

6.4.11 На **рисунках 6.4.1…6.4.18 и 6.4.19…6.4.36** представлены графики предельной равномерно распределенной нагрузки для профилей типа Ш из стали С255Б и С355 по моменту и поперечной силе в соответствии с 6.4.7 и 6.4.8.

По рисункам 6.4.1 … 6.4.18 «Графики предельной равномерно распределенной нагрузки по изгибающему моменту в середине пролета (М) и поперечной силе на опоре (Q) широкополочных двутавров из стали С255» определяется сечение шарнирно-опёртой балки, работающей на изгиб, в зависимости от длины пролёта и равномерно-распределённой расчётной нагрузки. На горизонтальной шкале графика ищем требуемую величину пролёта, на вертикальной шкале откладываем полученное табличное значение расчётной равномерно-распределённой нагрузки. Точка пересечения проекций заданных величин является искомым значением. Назначенным параметрам отвечают сечения, линии графиков которых проходят через искомую точку или находятся выше неё. Выбирать следует ближайший верхний. Или определив точку пересечения проекции известной величины (усилия или пролёта) с графиком известного сечения, находим искомую величину (усилие или пролёт).

6.4.12 Проверка устойчивости полок и свесов полок изгибаемых элементов (балок) 1-го и 2-го класса, выполненная в рамках составления настоящего руководства показывает, что для **любых двутавров**, изготовленных по стандартам [17, 18, 19, 20], а также для их сварных аналогов, устойчивость полок и свесов полок обеспечивается. То есть выполняются условия 8.5.18, 8.5.19 СП 16.13330 [12], а именно: гибкость полок $\overline{\lambda}_{f,1}$ и свесов полок $\overline{\lambda}_f$ не превышает предельных значений гибкостей $\overline{\lambda}_{uf,1}$ и $\overline{\lambda}_{uf}$ определенных по формулам 97, 98, 99, 100 СП 16.13330 [12].

6.4.13 Проверка устойчивости стенок изгибаемых элементов (балок) 1- го и 2-го класса, выполненная в рамках составления настоящего руководства показывает, что для любых двутавров, изготовленных по стандартам [17, 18, 19, 20], а также для их сварных аналогов, устойчивость стенок (кроме опорных зон и балок помеченных «Оп. реб.» – см. п. 6.4.6 и таблицу 6.4.2, п. 6.4.8 и таблицу 6.4.4) обеспечивается. То есть выполняются условия 8.5.1, 8.5.8 СП 16.13330 [12].

6.4.14 Приведем пример подбора сечения изгибаемого элемента.

Пример 6.4.1:

Требуется подобрать предварительное сечение шарнирно-опёртой балки под помещение архива 5-ти этажного общественного здания, сроком службы не менее 50-ти лет, из широкополочного двутавра по ГОСТ Р 57837 [20], с учётом развития пластических деформаций. Высота здания 25 м. Перекрытие железобетонное, с опорой на верхний пояс балки. Максимальная расчётная нагрузка от веса перекрытия составляет $q_p^{\,n}=15{,}7$ *кН/м²*, временная длительная нагрузка $q_p^{\,дл}=67{,}6$ *кН/м²*. Длина балки $L=4{,}0$ *м*, ширина грузовой площади $b_a=3{,}0$ *м*, сталь металлических конструкций здания – С255 по ГОСТ 27772.

Решение:

Решение поставленной задачи выполним по таблицам раздела 6.4. Искомые в таблицах значения отмечены красными точками, направления поиска – красными пунктирными линиями с маркировкой типа «Пример 6.4.1».

Для рассматриваемой балки:

γ_c =1,0 по таблице 1 СП [12], для балок сплошного сечения в случаях, не оговорённых в таблице (вес перекрытия меньше временной нагрузки);

γ_n=1,0 по таблице 2 ГОСТ [15] для нормального класса ответственности здания КС-2.

Расчётная равномерно распределённая нагрузка на балку составит:

$q_p = (q_p^{\,n}+ q_p^{\,дл})\cdot b_a=(15{,}7\ кН/м^2 + 67{,}6\ кН/м^2)\cdot 3{,}0\ м=249{,}9\ кН/м$

Тогда, согласно п.6.4.3 и модифицированной формуле (6.4.1):

$q_{tab}=(q_p^{\,n}+q_p^{\,дл})\cdot b_a=(15{,}7\ кН/м^2+67{,}6\ кН/м^2)\cdot 3{,}0\ м=249{,}9\ кН/м$

Согласно п. 6.4.9 и модифицированной формуле (6.4.7), нормативное значение нагрузки составит: $q_н= q_p\cdot K_{pн}= 249{,}9\ кН/м\cdot 0{,}725 =181{,}18\ кН/м$

По таблице 6.4.3, где критерием определения нагрузки для балок 2-го типа является максимально возможный изгибающий момент, находим сечение: в столбцах поля широкополочных двутавров марки стали С255, с пролётом балки, равным 4.0м ищем значение равномерно распределённойнагрузки равное или большее q_p= *249,9 кН/м* и, соответствующие найденным значениям, номера сечений. Таким образом, по таблице 6.4.3 для *L=4,0 м* в плоскости с большей жёсткостью *q=252,235 кН/м*, что соответствует номеру профиля двутавр 40Ш2, *q= 279,744 кН/м* – профиль двутавр 30Ш6 и *q =276,039 кН/м* – профиль двутавр 45Ш0.

По таблице 6.4.4 определяем равномерно распределённую нагрузку для балок 2-го типа по критерию максимально возможной поперечной силы для рассматриваемого сечения при известном пролёте на пересечении строчек сечений двутавр 40Ш2, двутавр 30Ш6, двутавр 45Ш0 и столбца *L=4,0 м* с маркой стали С255:

- для двутавра 40Ш2 при *L=4,0 м* «Оп.реб.» – требуется опорное ребро, потому что значение нагрузки по предельному моменту превышает значение нагрузки по предельной поперечной силе на опоре;
- для двутавра 30Ш6 при *L=4,0 м q=360,18 кН/м*, что больше q_p= *249,9 кН/м;*
- для двутавра 45Ш0 при *L=4,0 м q=281,184 кН/м*, что больше q_p *=249,9кН/м;*

По таблице 6.4.5 определяем равномерно распределённую нагрузку для балок 2-го типа по критерию максимально возможного прогиба для рассматриваемого сечения при известном пролёте на пересечении строчек сечений I40Ш2, I30Ш6, I45Ш0 и столбца *L=4,0 м:*

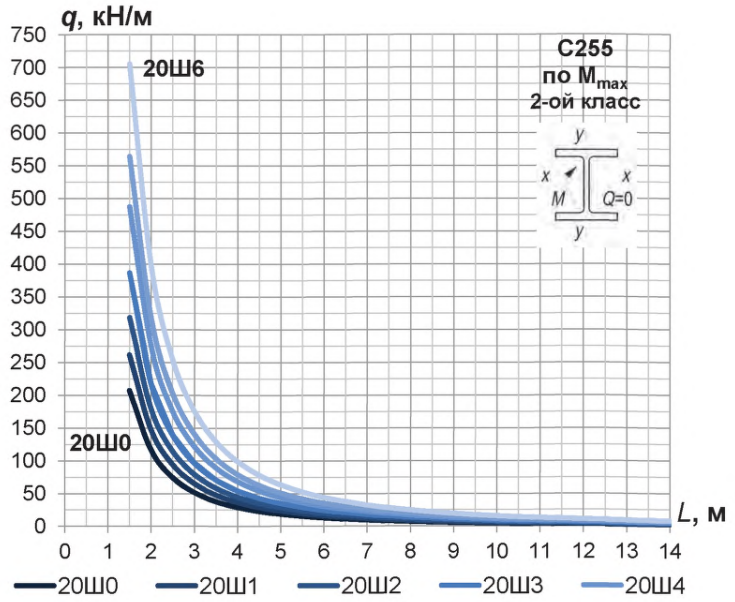
- для двутавра 40Ш2 при *L=4,0 м q=573,614 кН/м*, что больше $q_н$ = *181,18 кН/м;*
- для двутавра 30Ш6 при *L=4,0 м q=583,13 кН/м*, что больше $q_н$ = *181,18 кН/м;*
- для двутавра 45Ш0 при *L=4,0м q=694,051 кН/м*, что больше $q_н$ = *181.18 кН/м;*

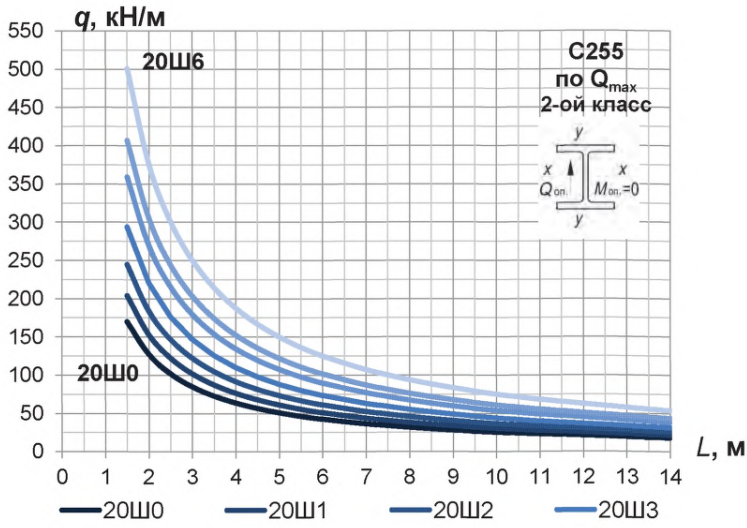
По таблице 6.1.1 определяем погонный вес для профилей двутавр 40Ш2, двутавр 30Ш6, двутавр 45Ш0:

- для двутавра 40Ш2 р=106,7 кг/м;
- для двутавра 30Ш6 р=163,3 кг/м;
- для двутавра 45Ш0 р=106,0 кг/м;

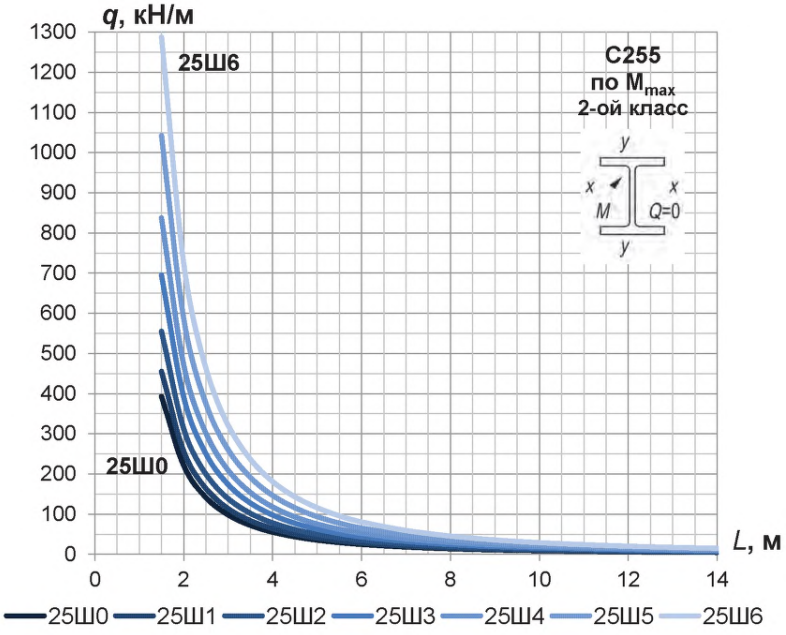
Таким образом, номер профиля сечения двутавра 45Ш0 удовлетворяет заданным условиям прочности по критериям максимального момента M_{max}, поперечной силы Q_{max} без установки опорных рёбер, ограничения по прогибу f_{max}, а так же имеет наименьший вес.

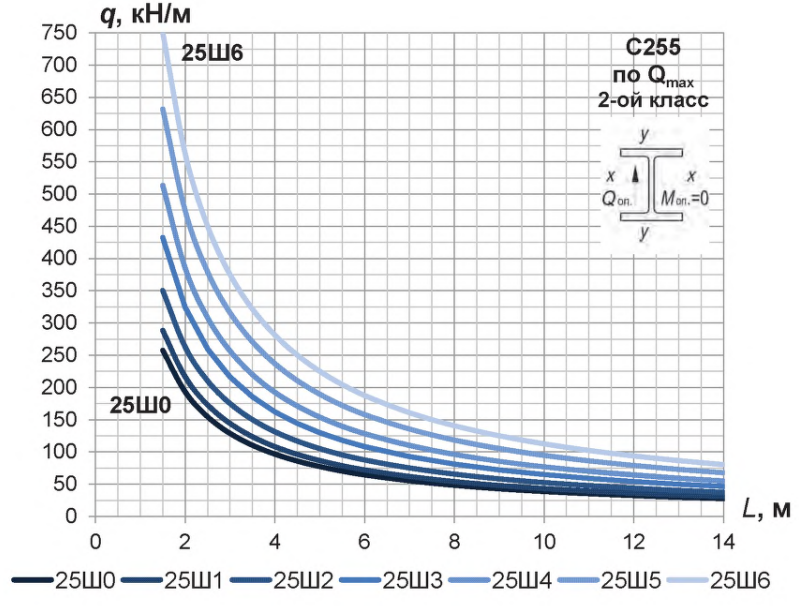
Графики предельной равномерно распределенной нагрузки для балок 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) и поперечной силе на опоре (*Q*) для широкополочных двутавров, сталь С255Б



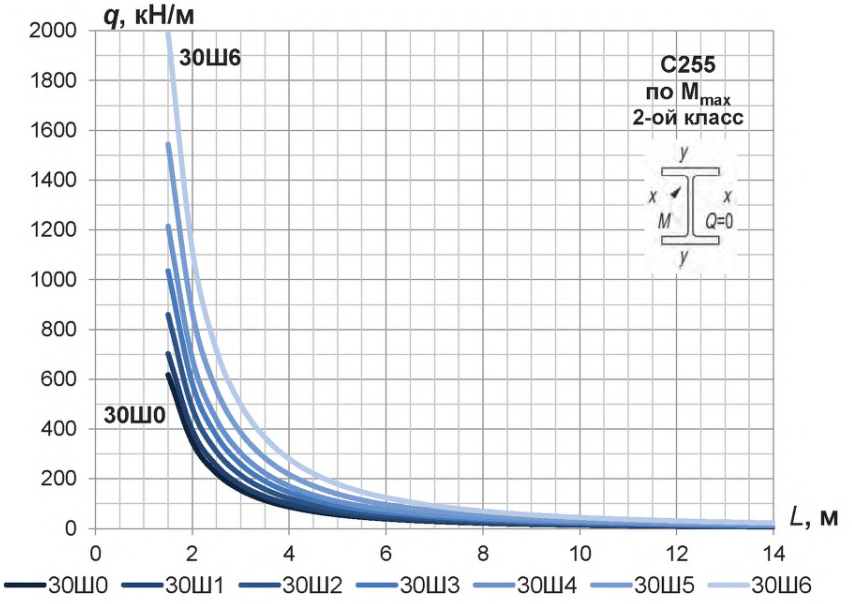


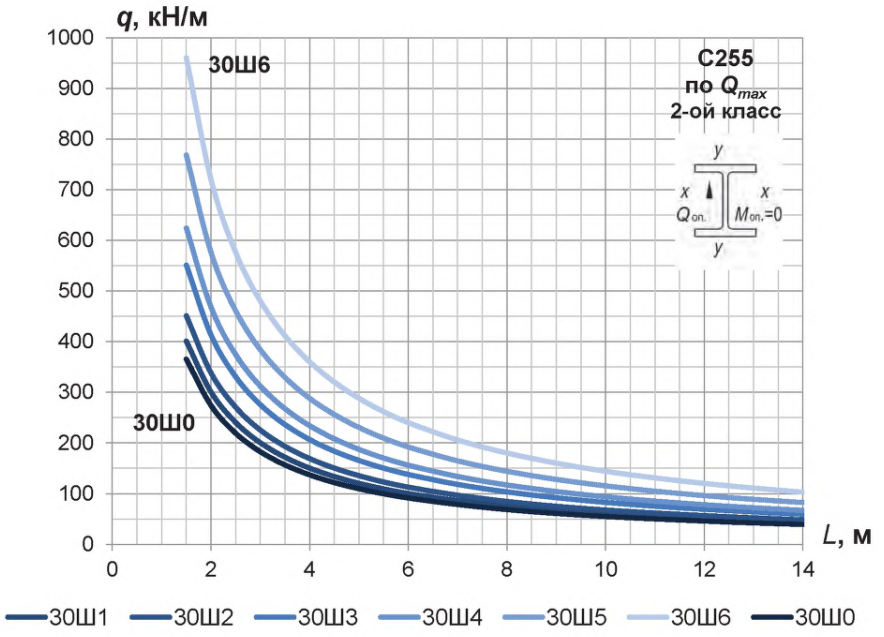
Рисунки 6.4.1, 6.4.2 – **Графики предельной равномерно распределенной нагрузки для балок 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) и поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 20Ш сталь С255Б**





Рисунки 6.4.3, 6.4.4 – **Графики предельной равномерно распределенной нагрузки для балок 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) и поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 25Ш сталь С255Б**





Рисунки 6.4.5, 6.4.6 – **Графики предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) и поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 30Ш сталь С255Б**

СТО АРСС 11251254.001-018-3

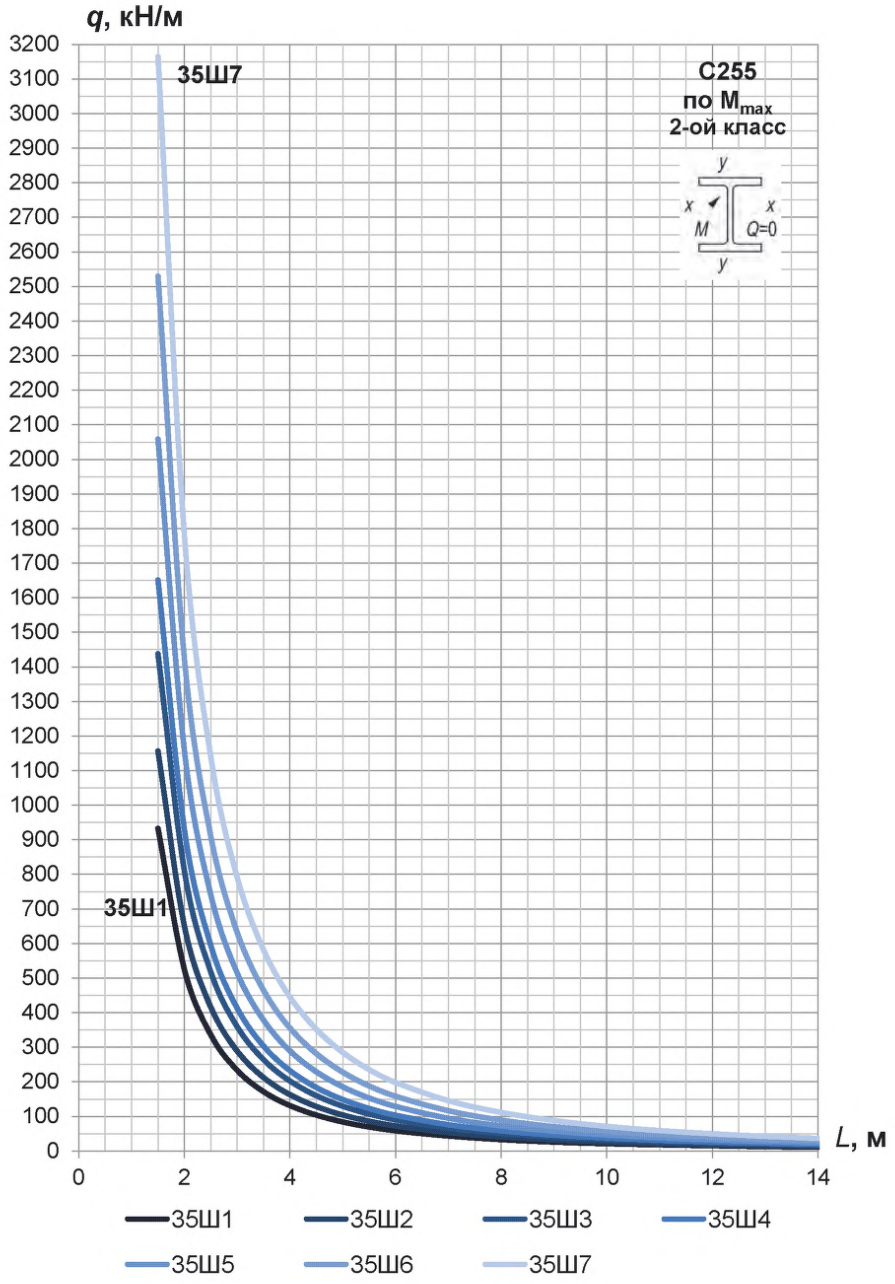


Рисунок 6.4.7 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 35Ш сталь С255Б**

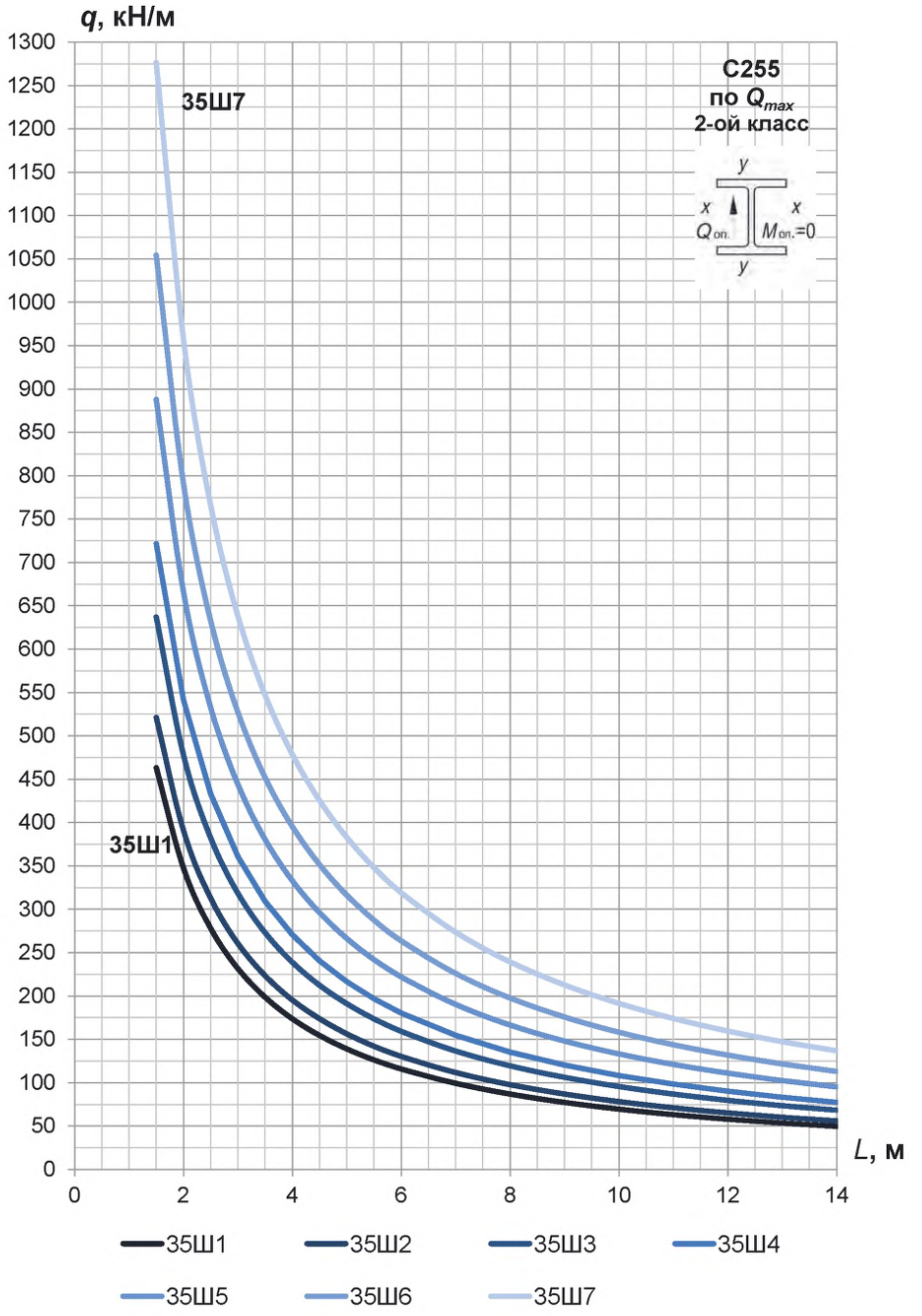


Рисунок 6.4.8 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 35Ш сталь С255Б**

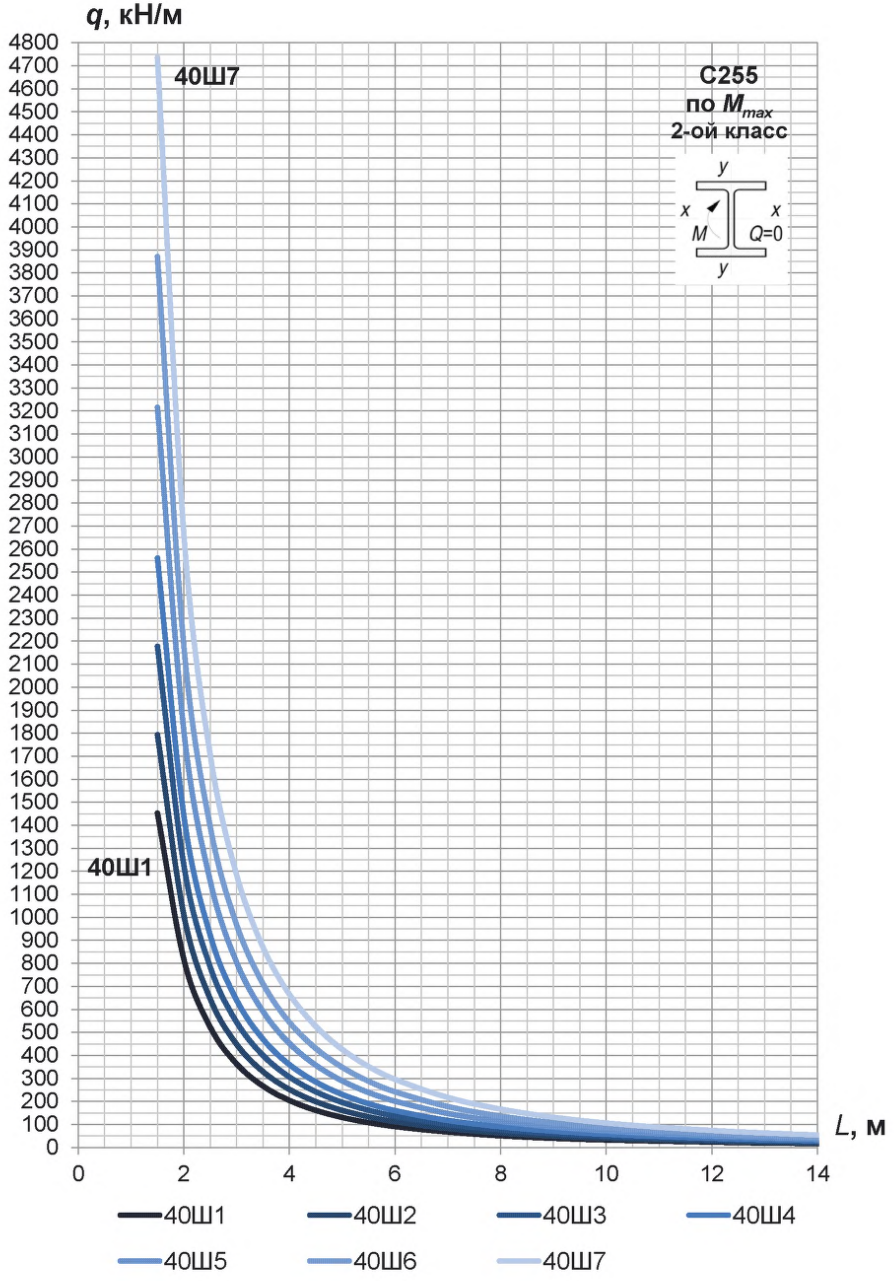


Рисунок 6.4.9 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 40Ш сталь С255Б**

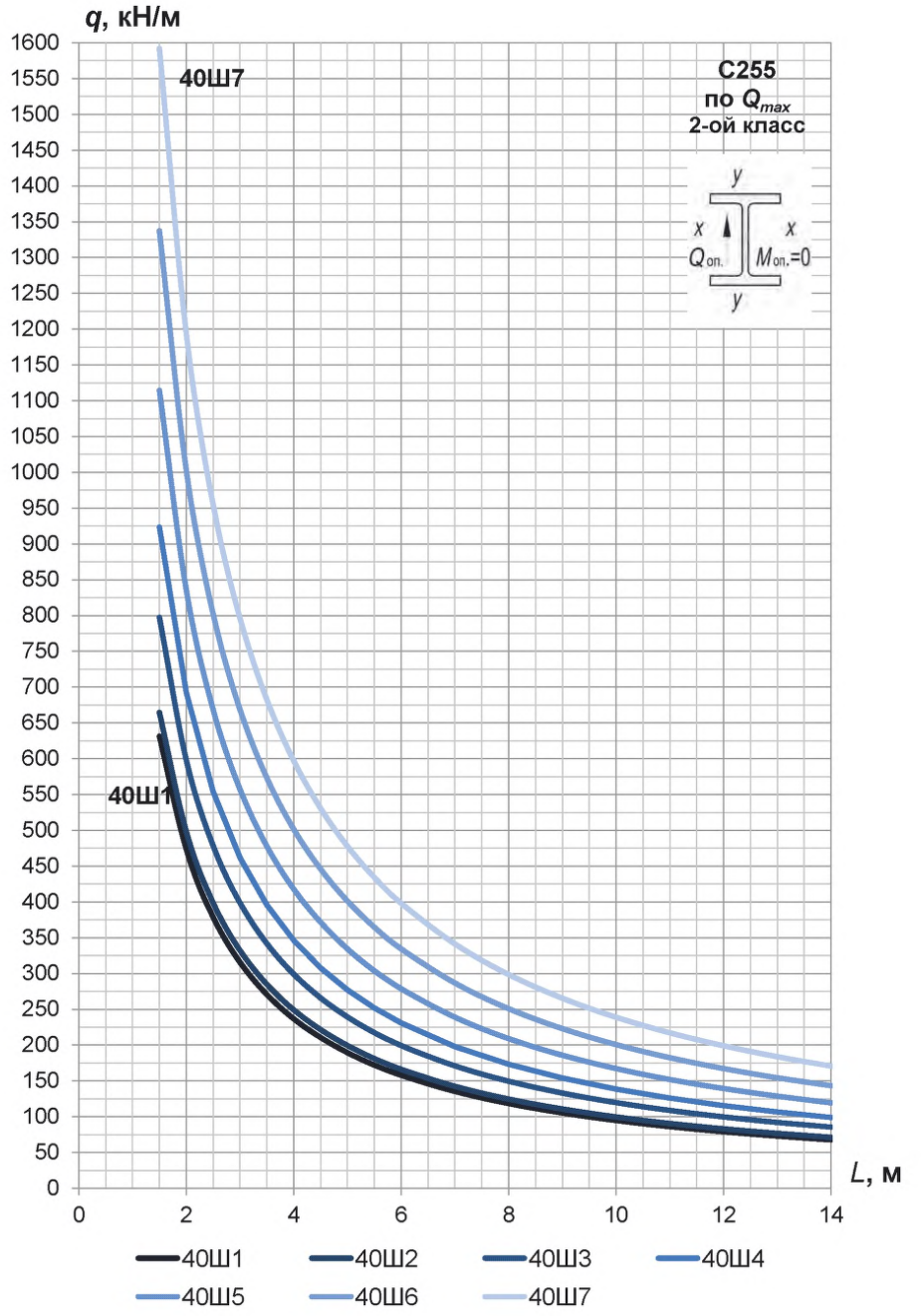


Рисунок 6.4.10 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 40Ш сталь С255Б**

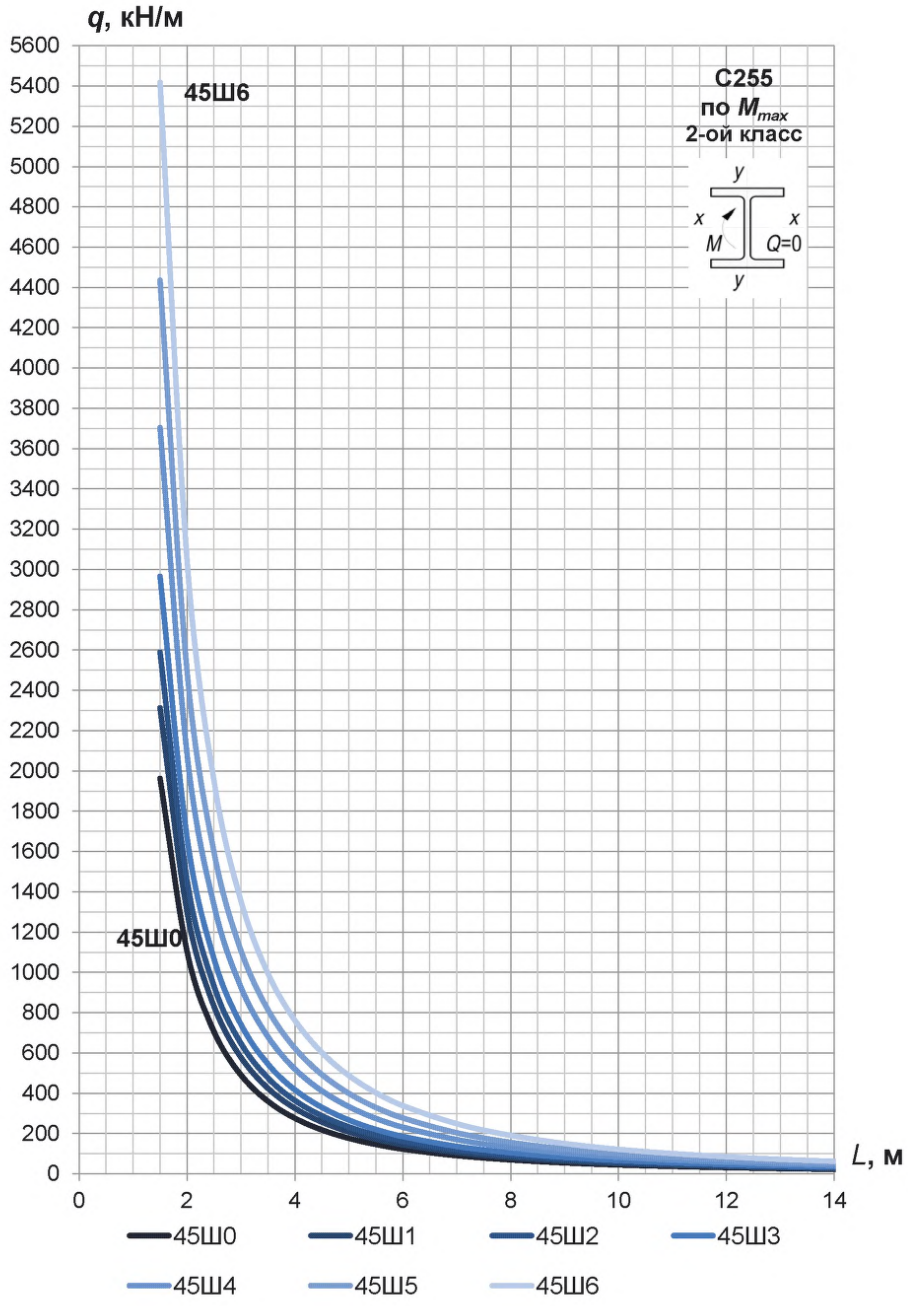


Рисунок 6.4.11 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 45Ш сталь С255Б**

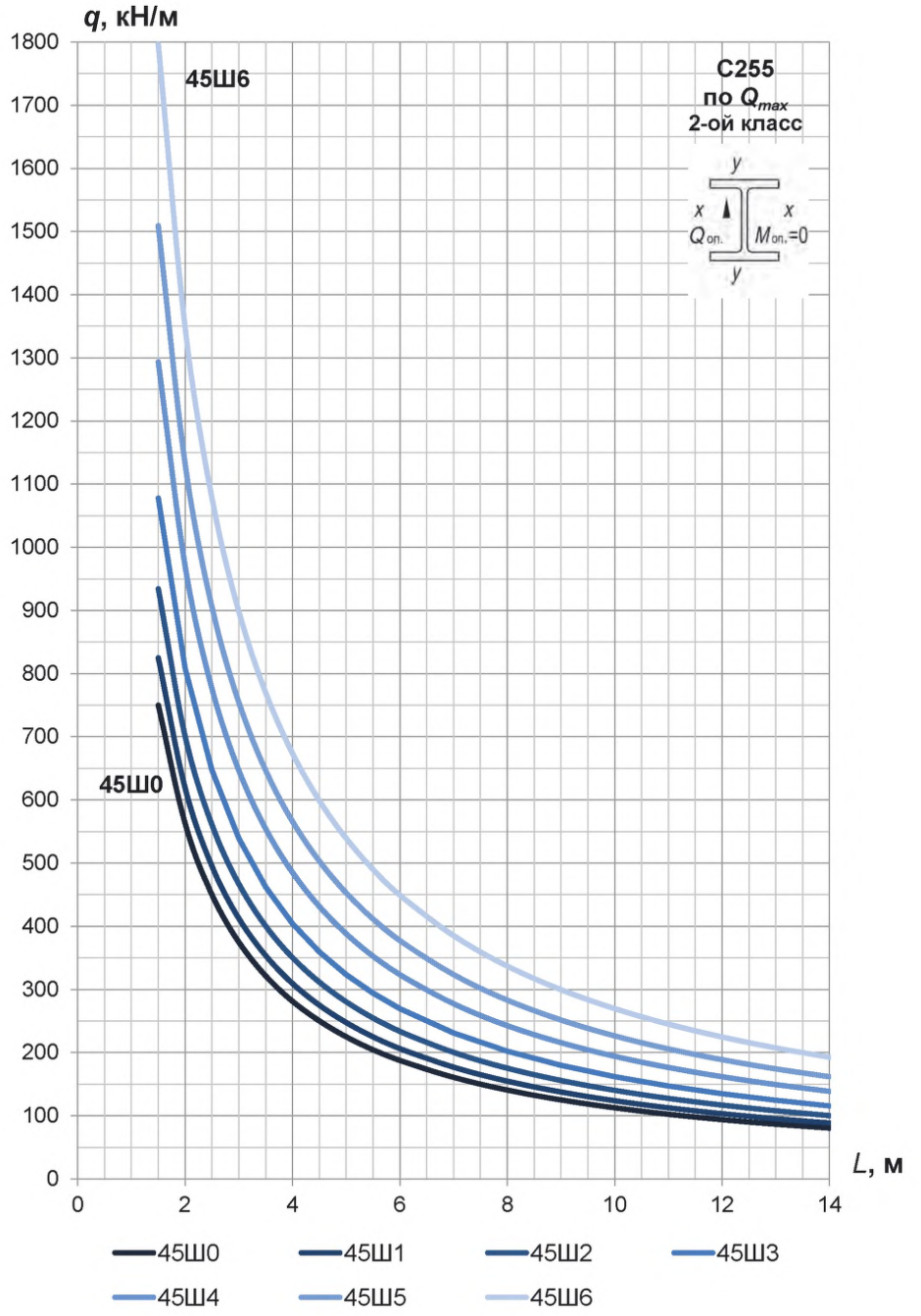


Рисунок 6.4.12 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 45Ш сталь С255Б**

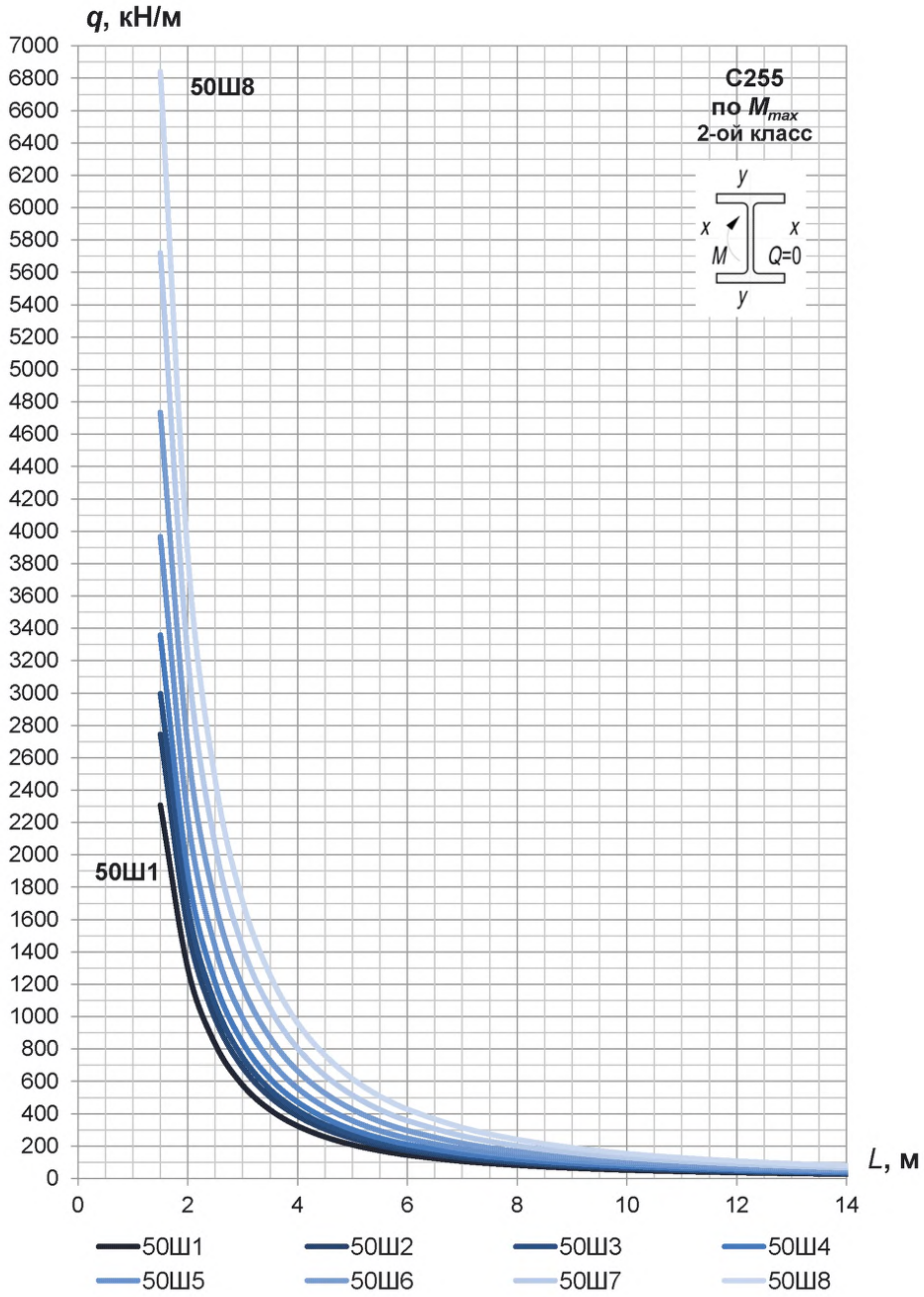


Рисунок 6.4.13 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 50Ш сталь С255Б**

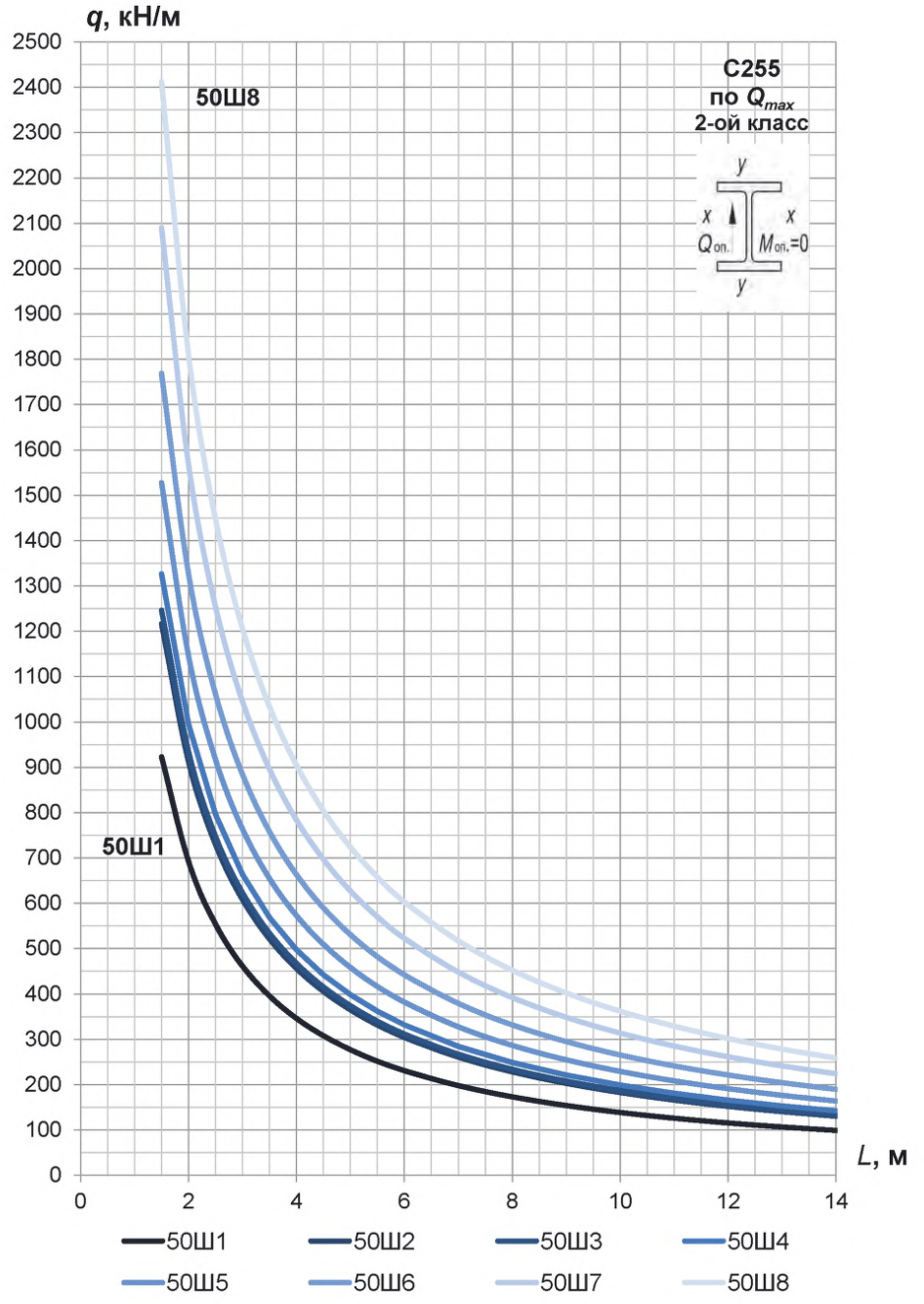


Рисунок 6.4.14 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 50Ш сталь С255Б**

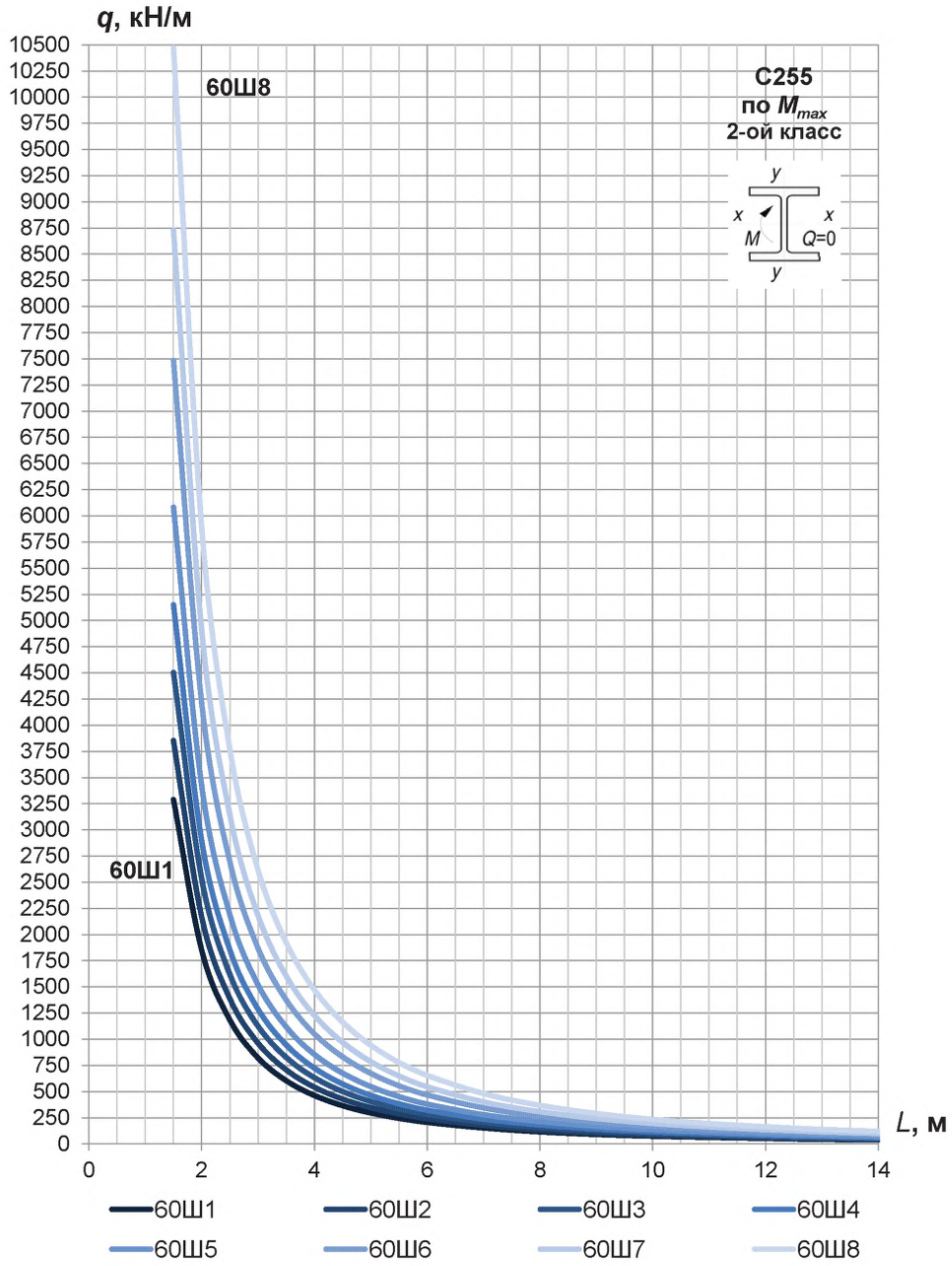


Рисунок 6.4.15 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 60Ш сталь С255Б**

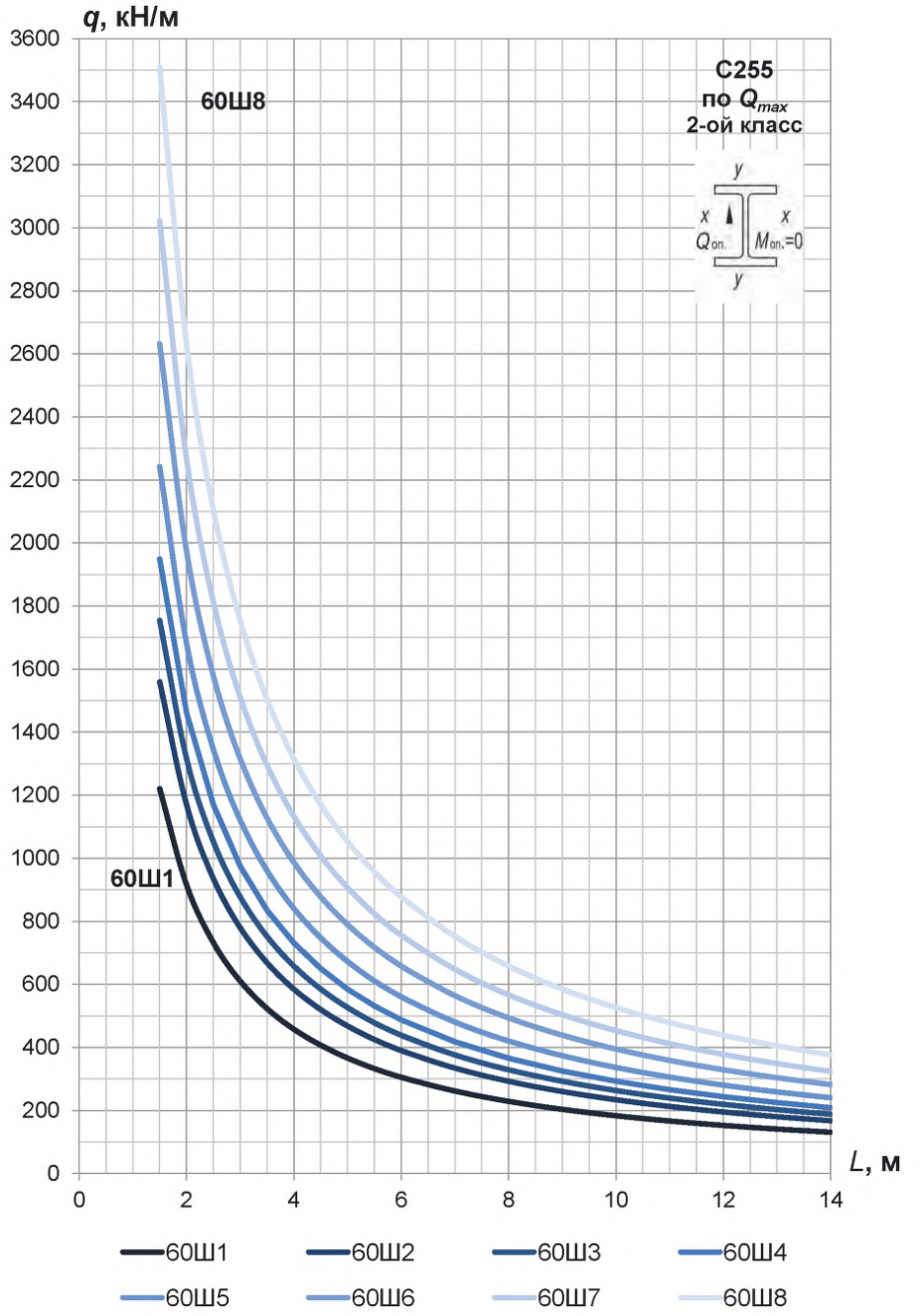
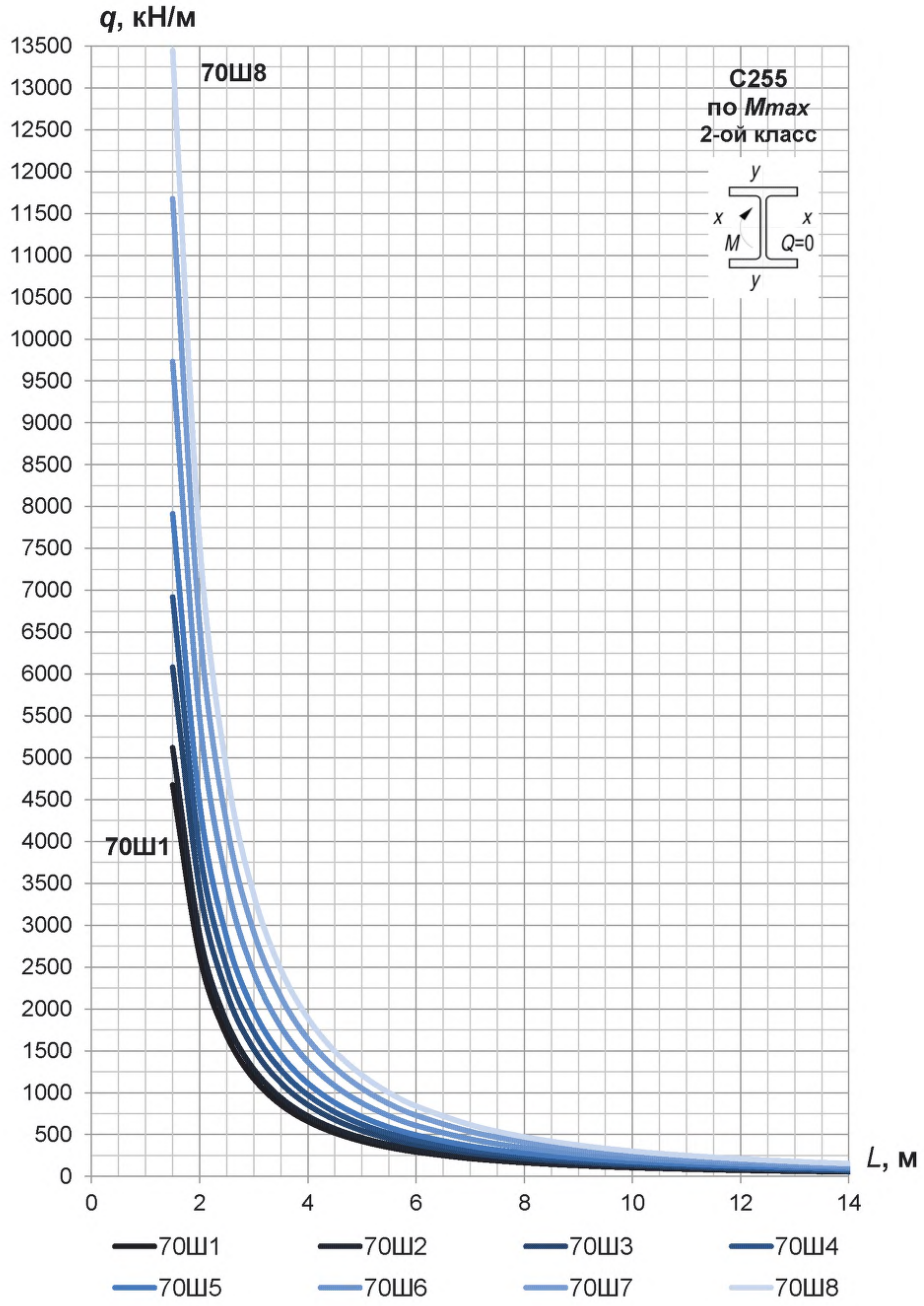


Рисунок 6.4.16 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 60Ш сталь С255Б**



Рисунки 6.4.17 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 70Ш сталь С255Б**

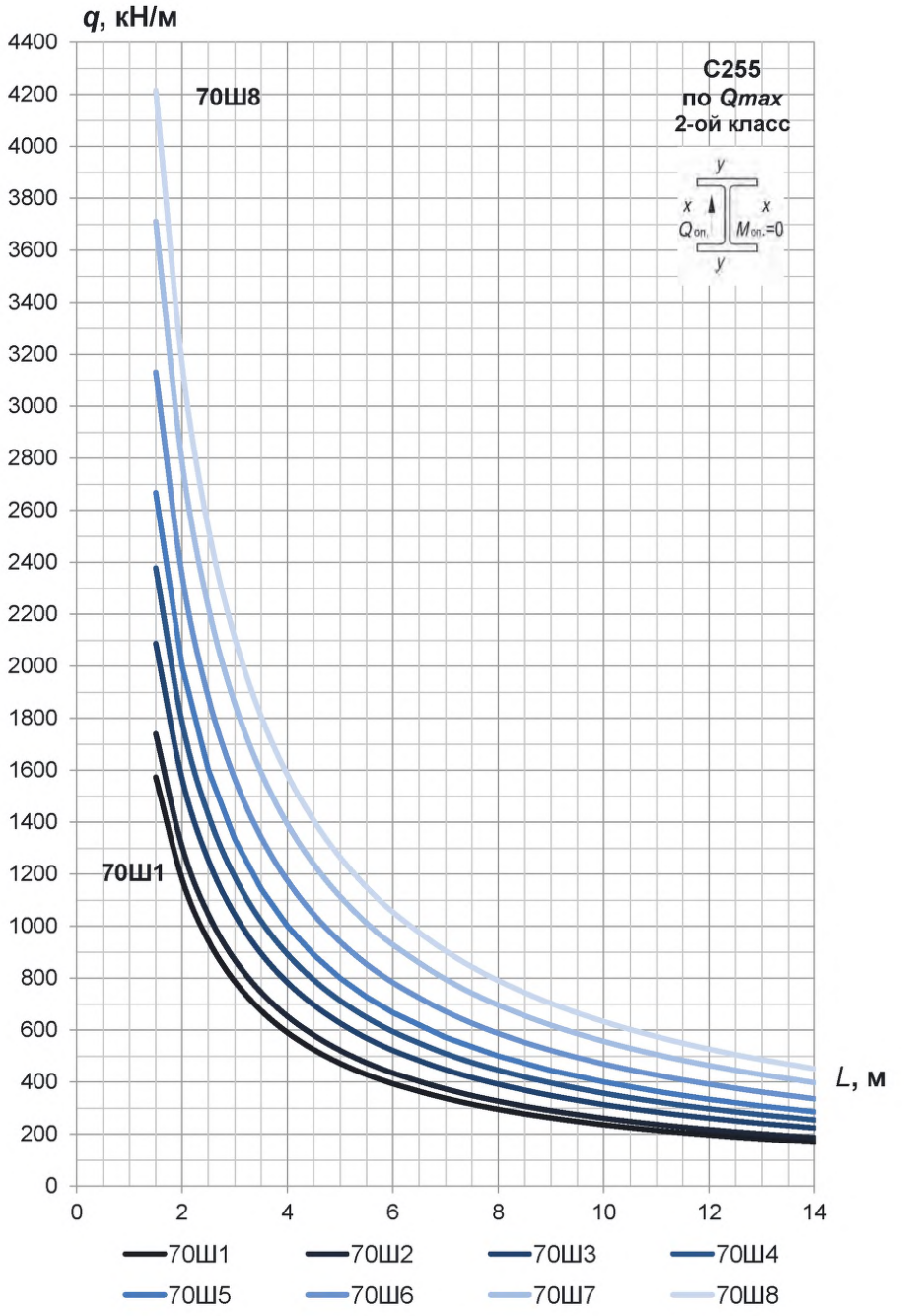
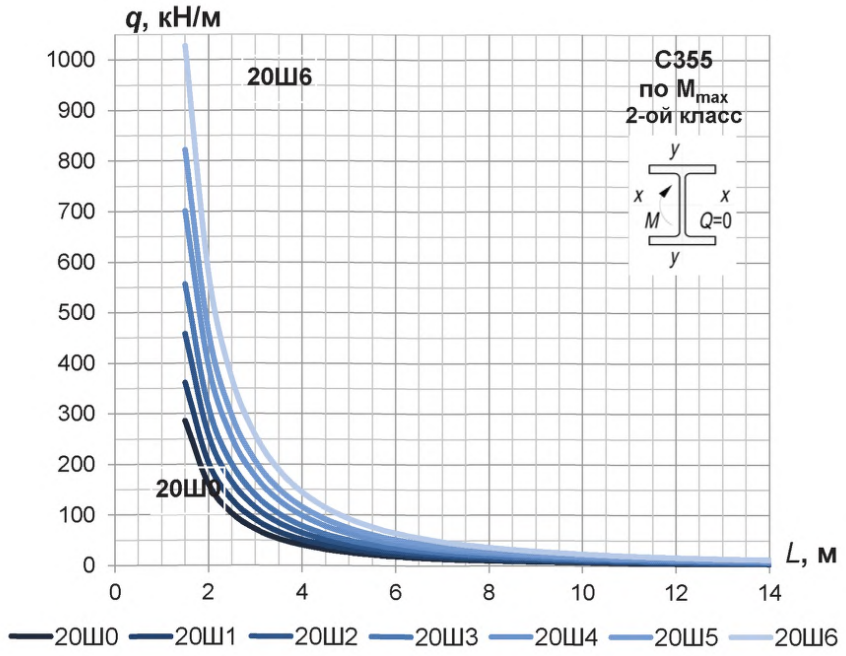
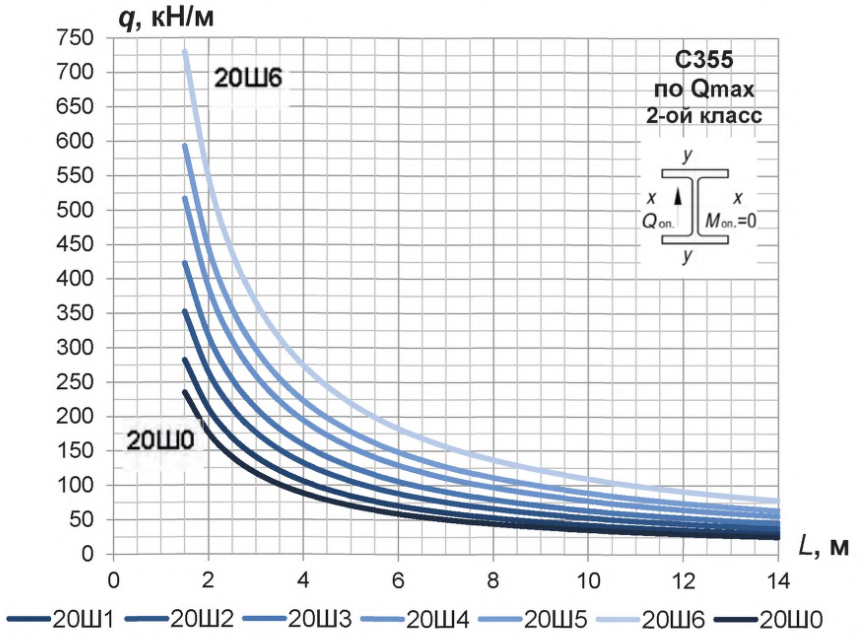
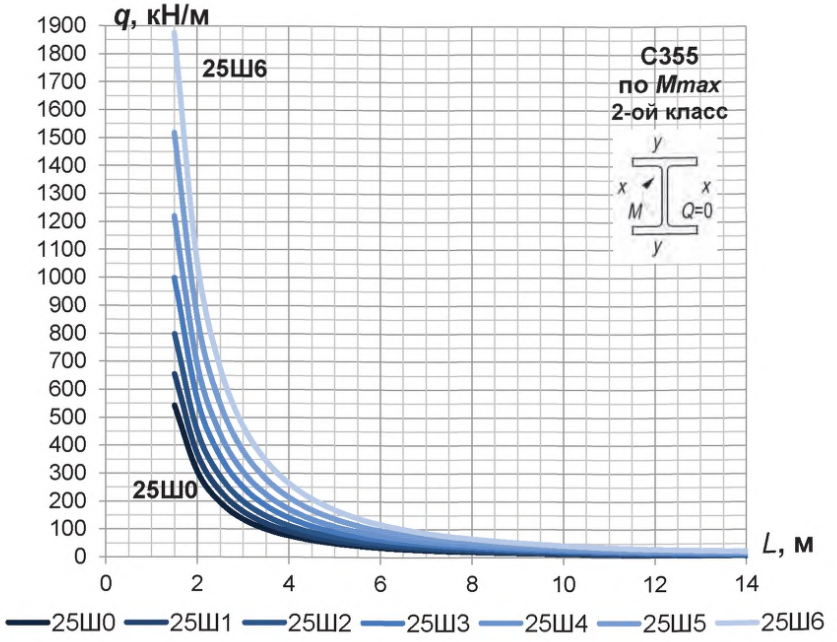


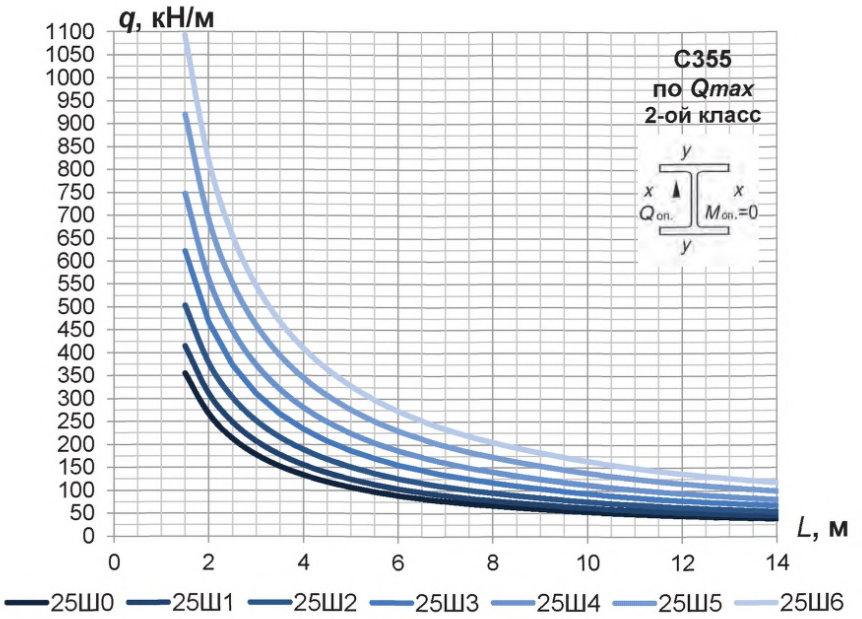
Рисунок 6.4.18 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 70Ш сталь С255Б**





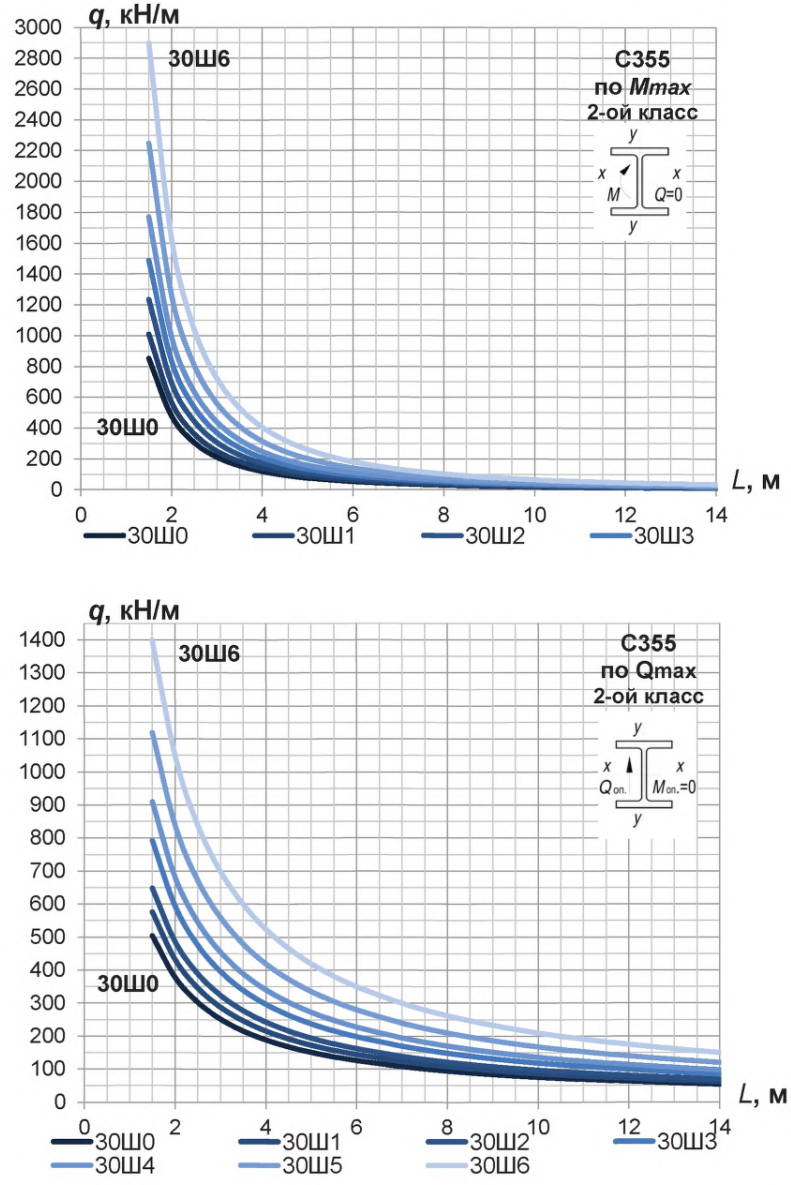
Рисунки 6.4.19, 6.4.20 – **Графики предельной равномерно распределенной нагрузки для балок 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) и поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 20Ш сталь С355Б**





Рисунки 6.4.21, 6.4.22 – **Графики предельной равномерно распределенной нагрузки для балок 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) и поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 25Ш сталь С355Б**

Графики предельной равномерно распределенной нагрузки для балок 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) и поперечной силе на опоре (*Q*) для широкополочных двутавров, сталь С355Б



Рисунки 6.4.23, 6.4.24 – **Графики предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) и поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 30Ш сталь С355Б**

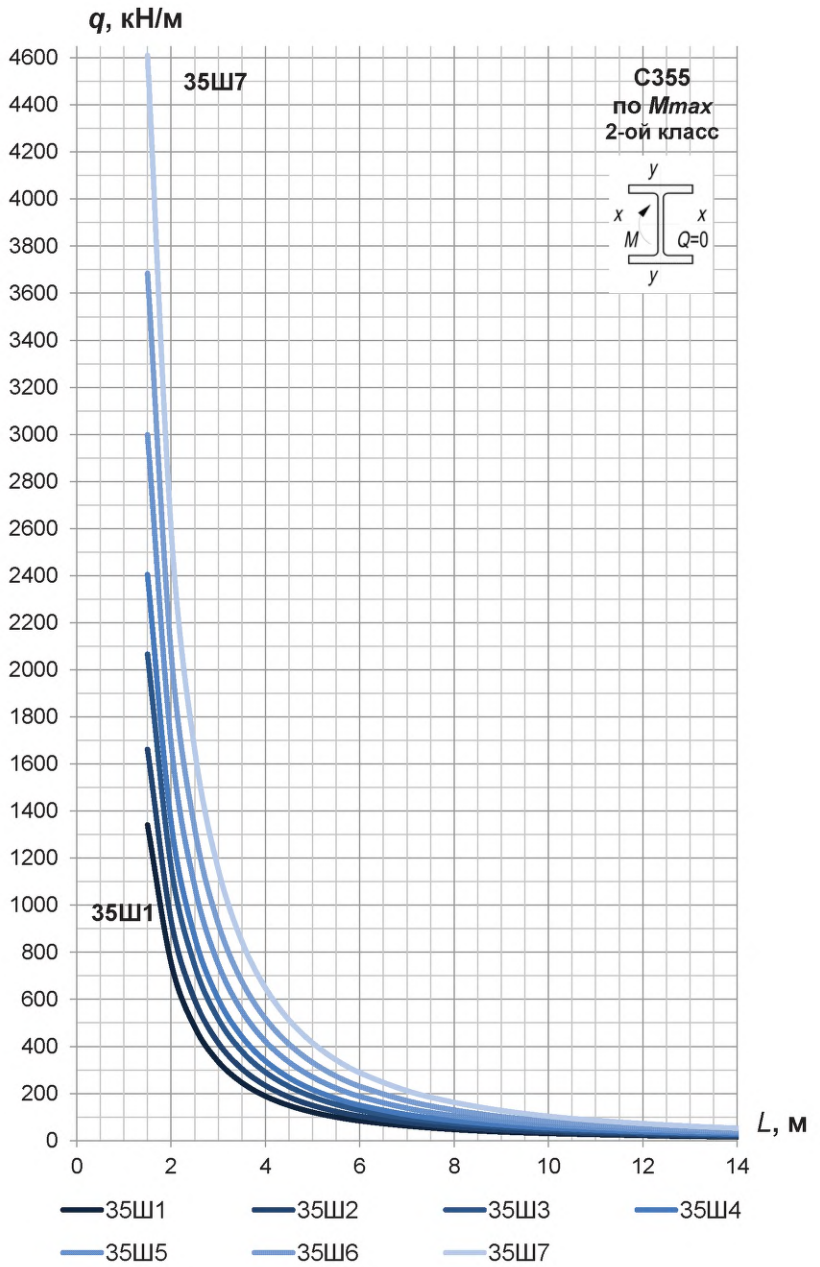


Рисунок 6.4.25 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 35Ш сталь С355Б**

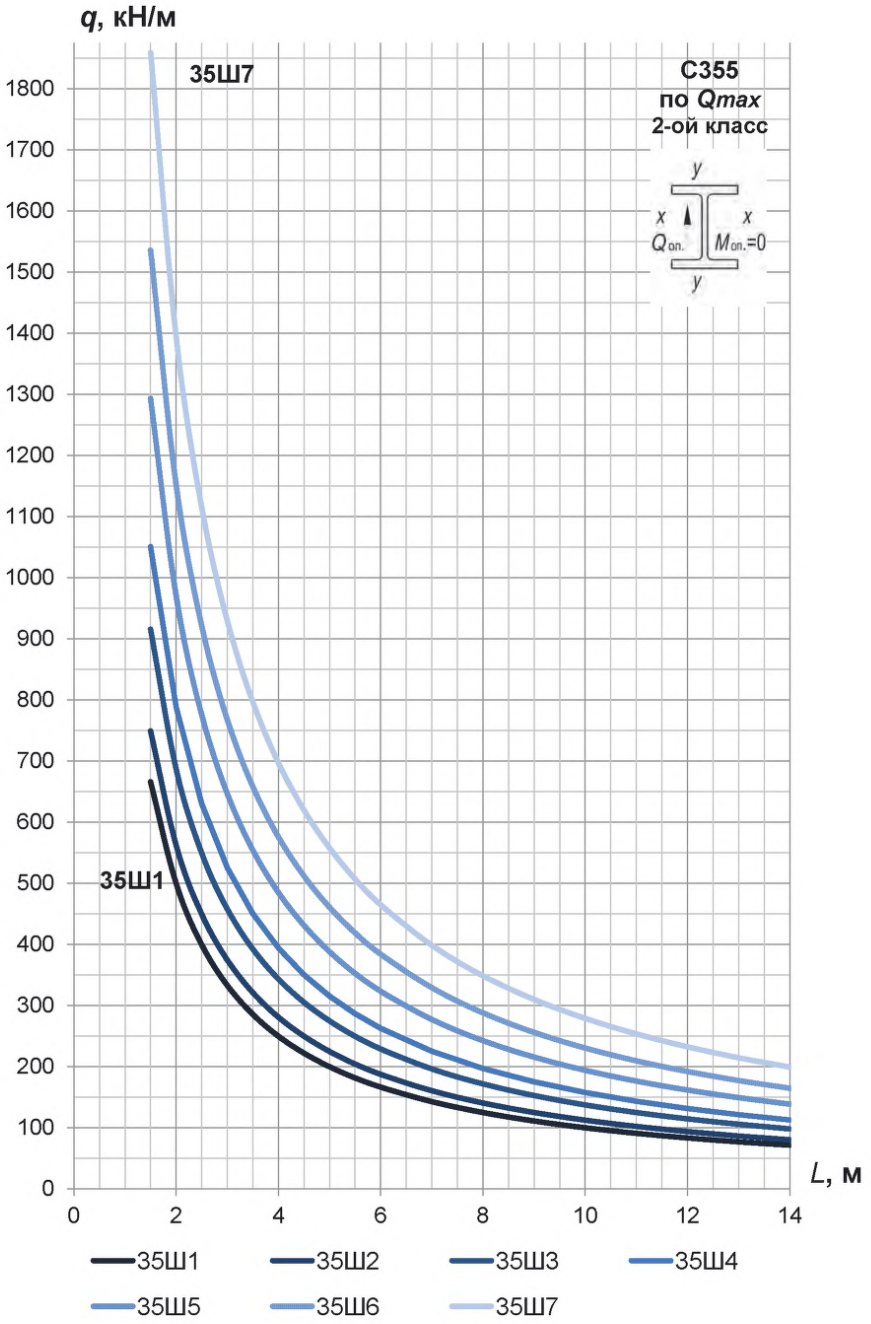


Рисунок 6.4.26 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 35Ш сталь С355Б**

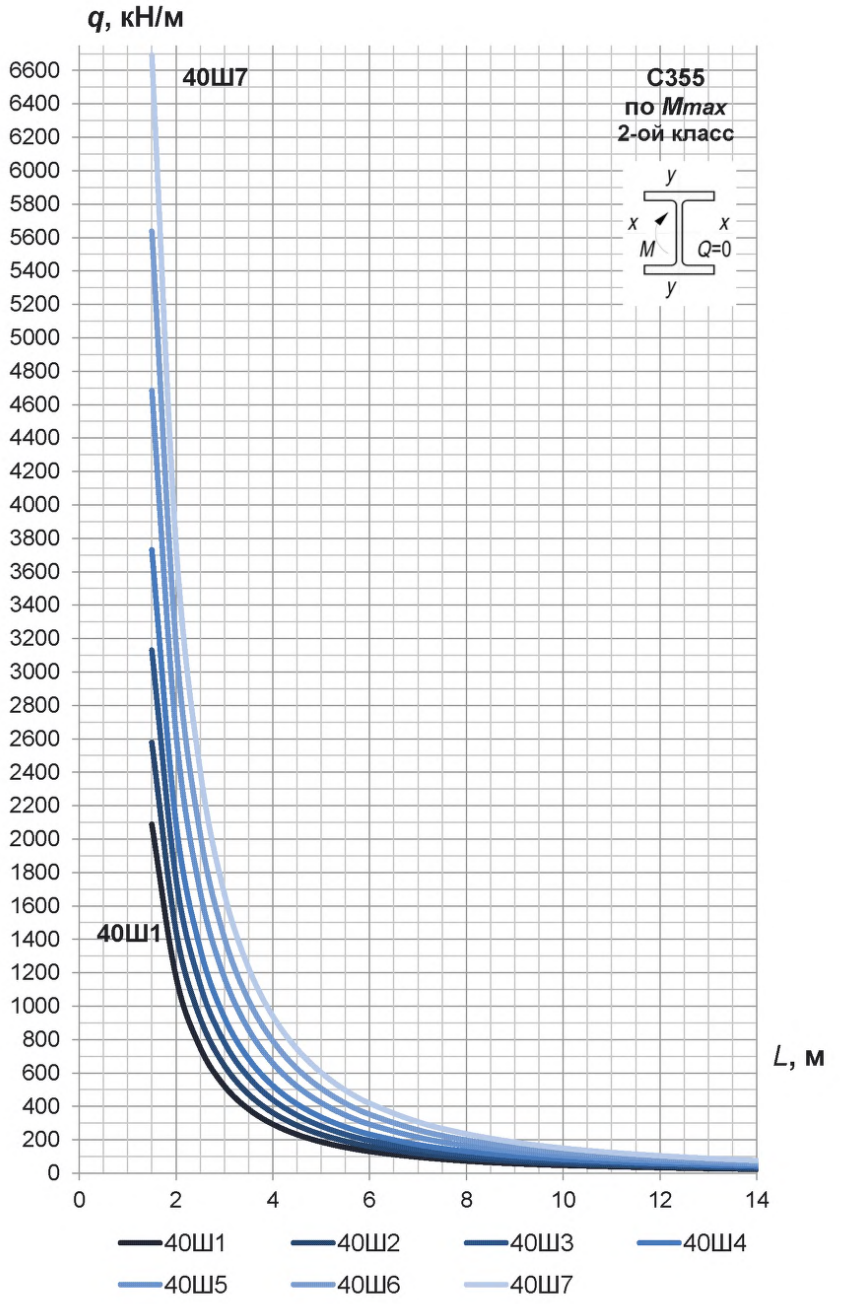


Рисунок 6.4.27 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 40Ш сталь С355Б**

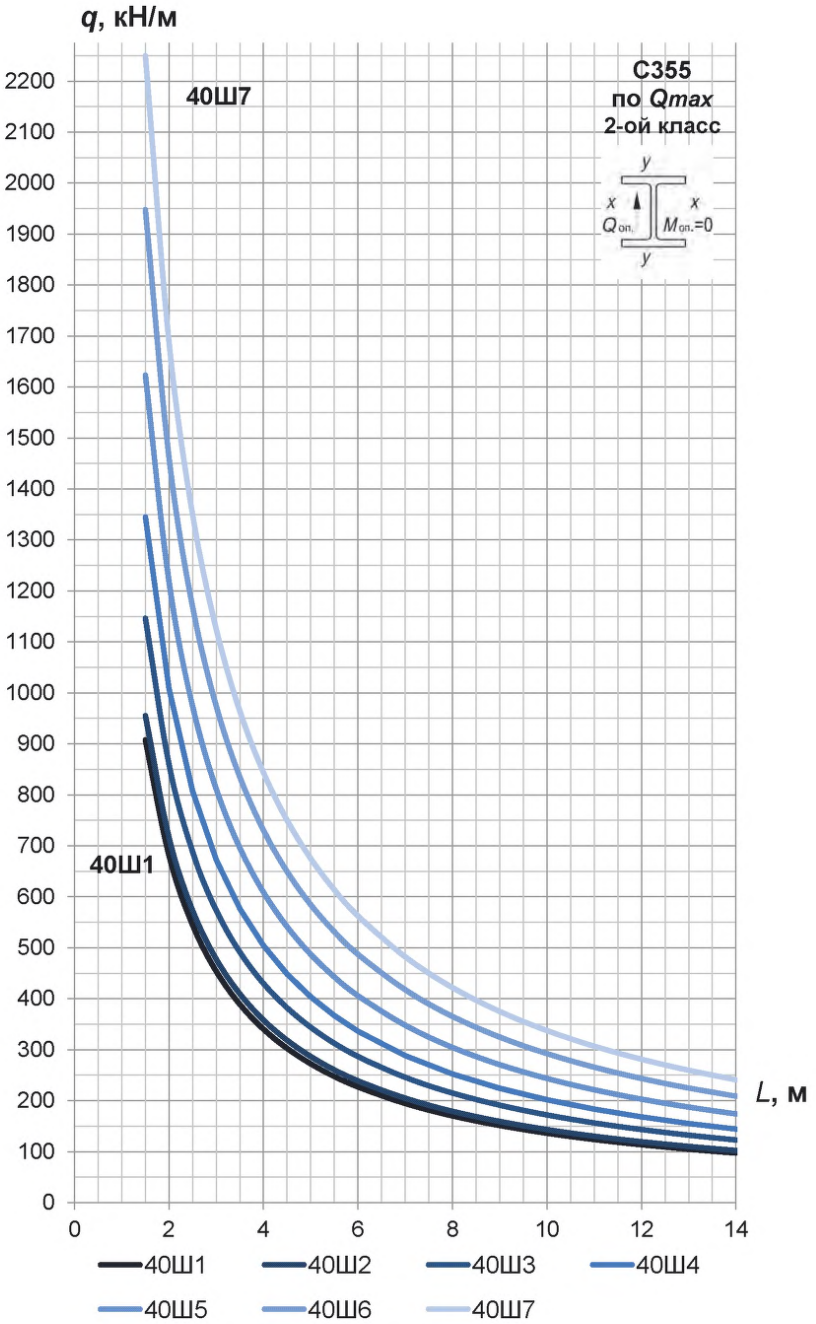
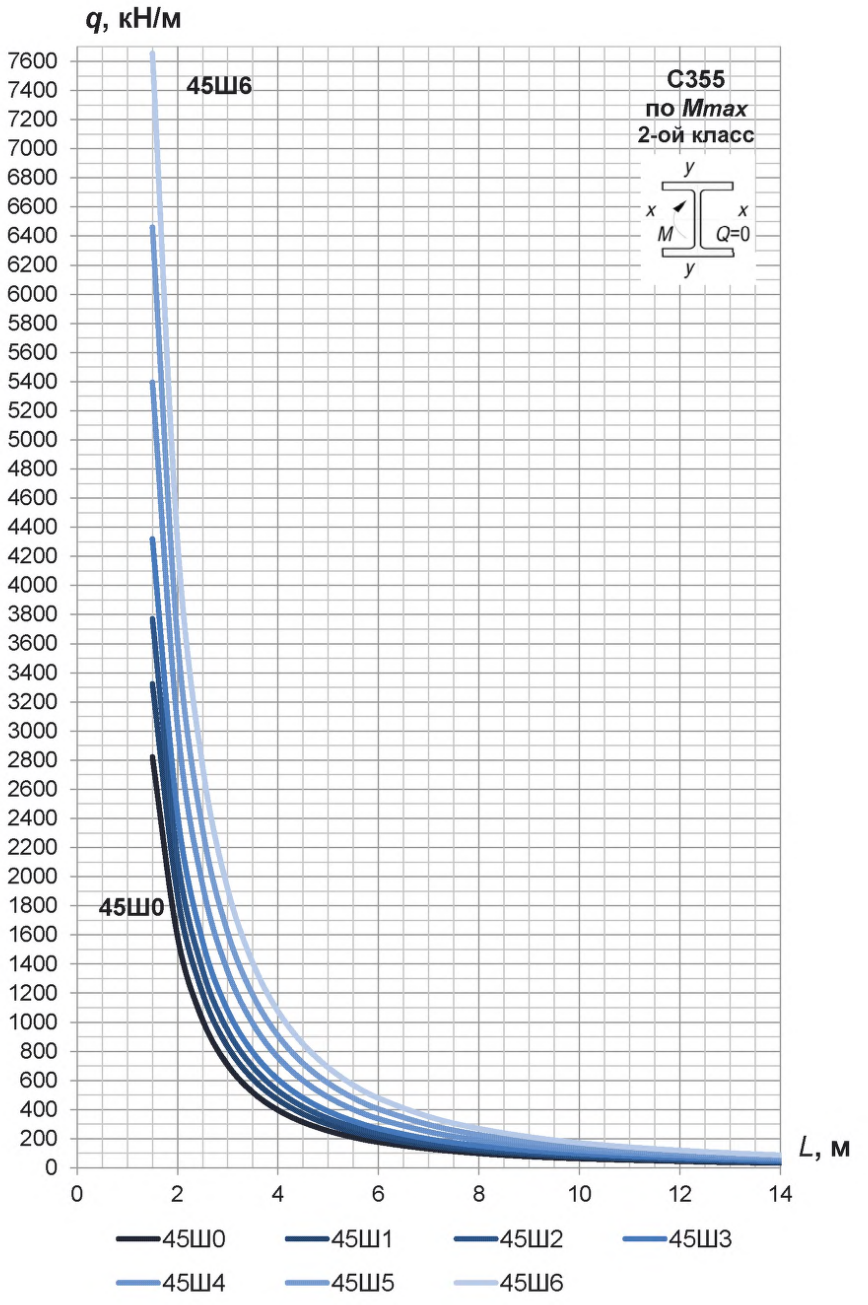


Рисунок 6.4.28 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 40Ш сталь С355Б**



Рисунки 6.4.29 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 45Ш сталь С355Б**

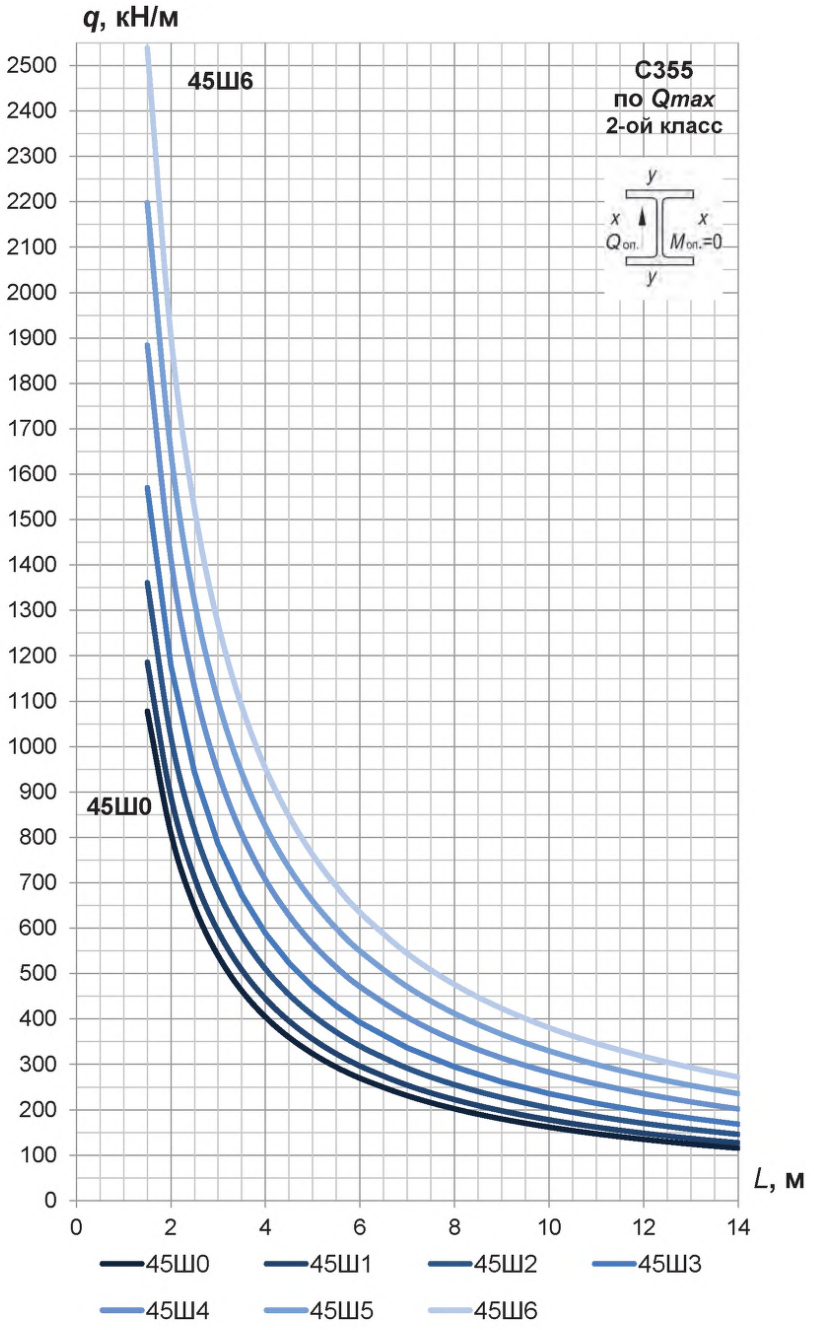


Рисунок 6.4.30 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 45Ш сталь С355Б**

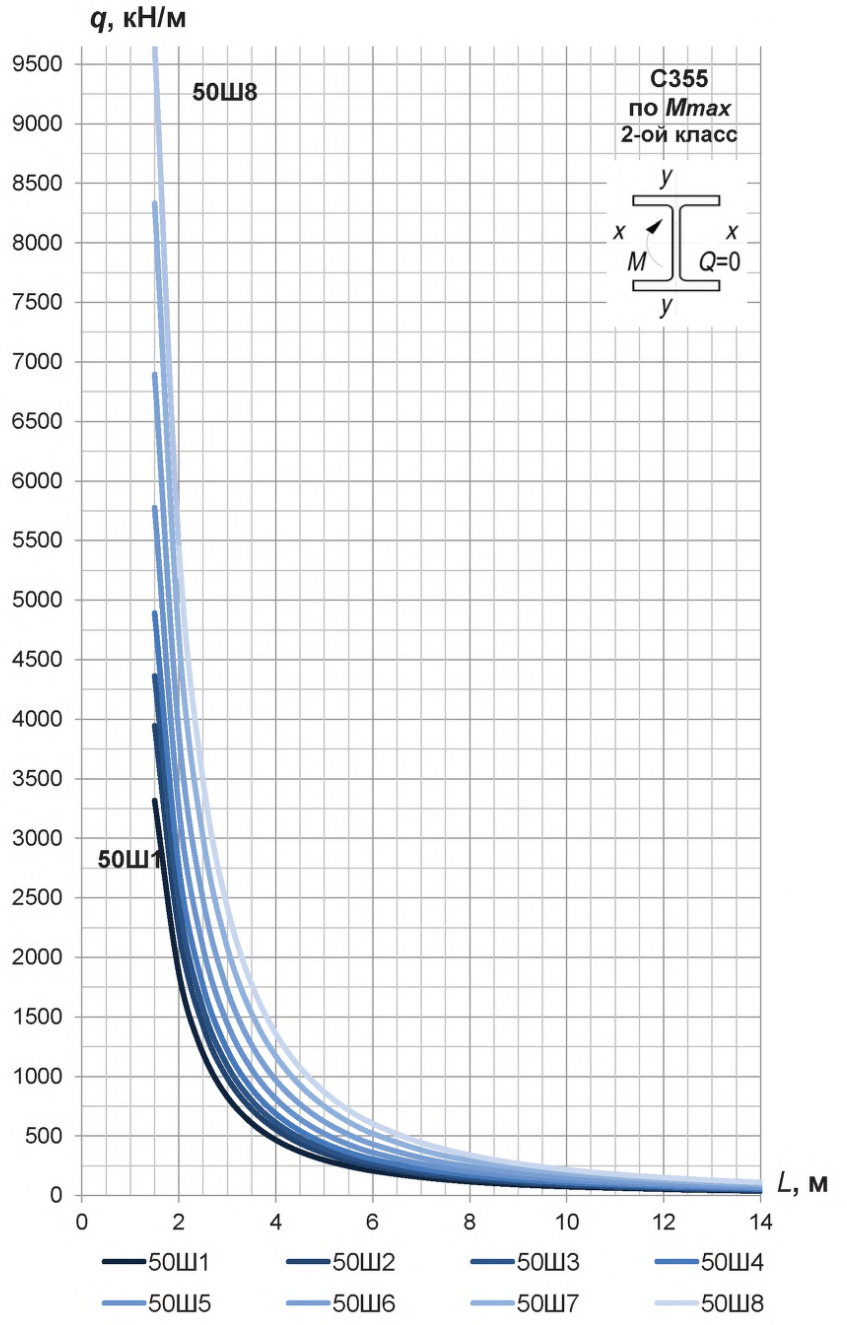


Рисунок 6.4.31 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 50Ш сталь С355Б**

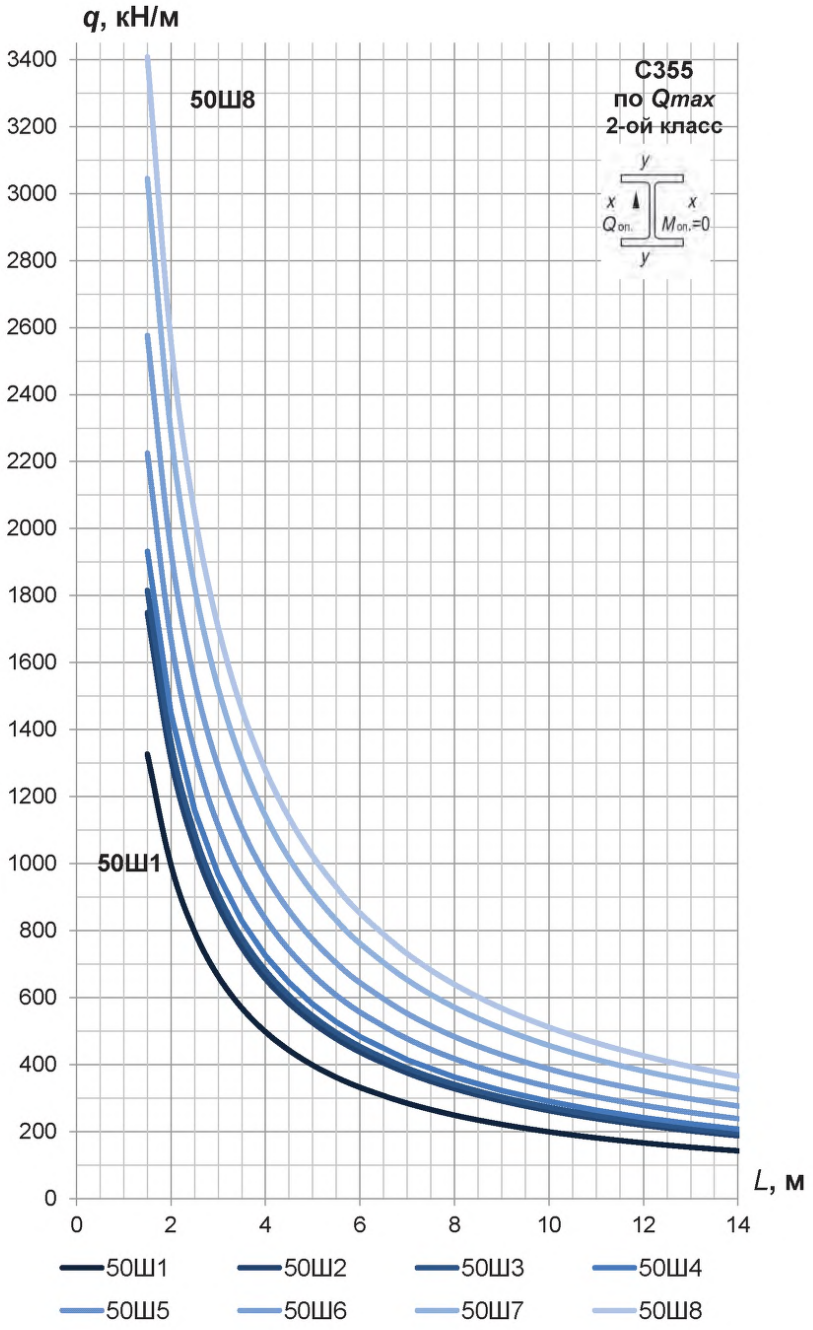


Рисунок 6.4.32 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 50Ш сталь С355Б**

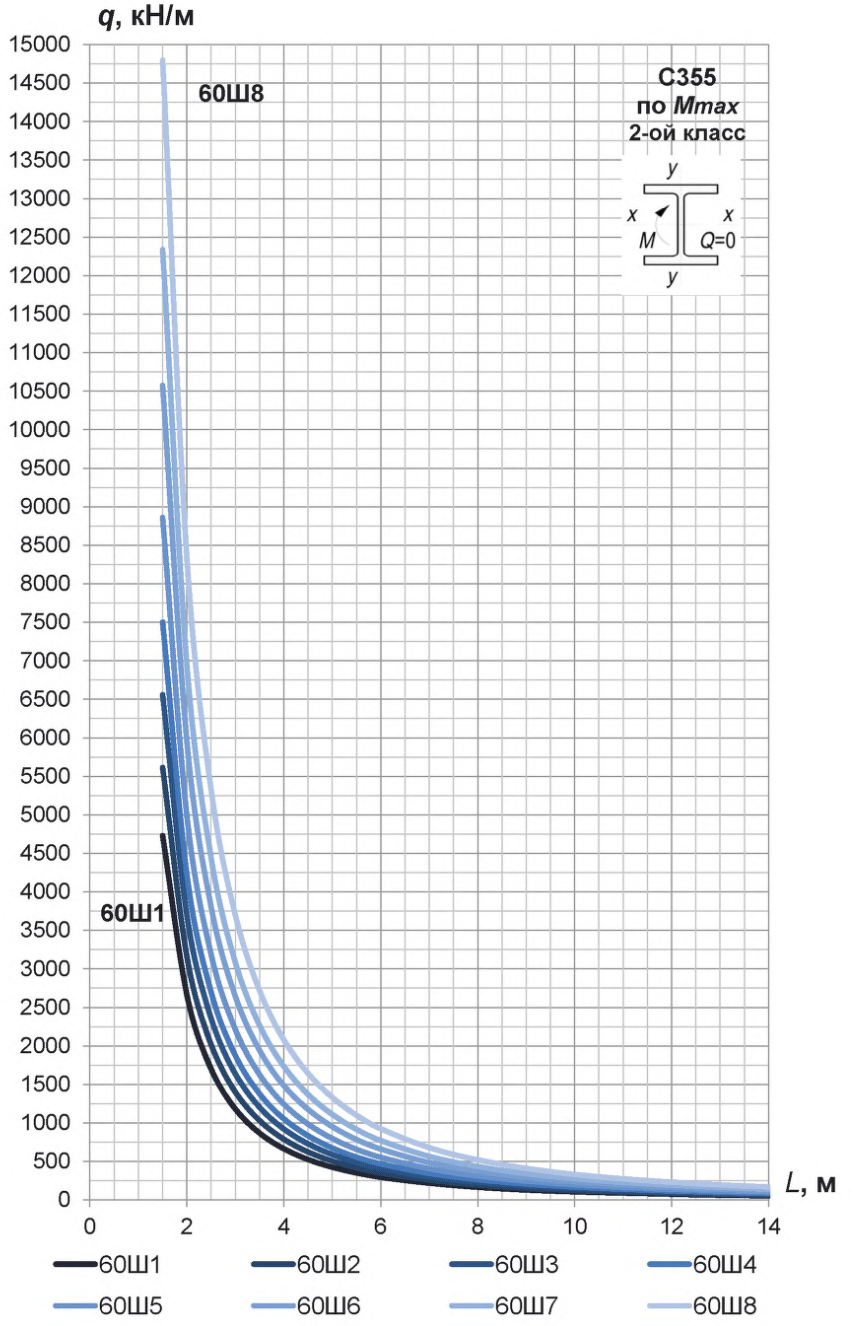


Рисунок 6.4.33 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 60Ш сталь С355Б**

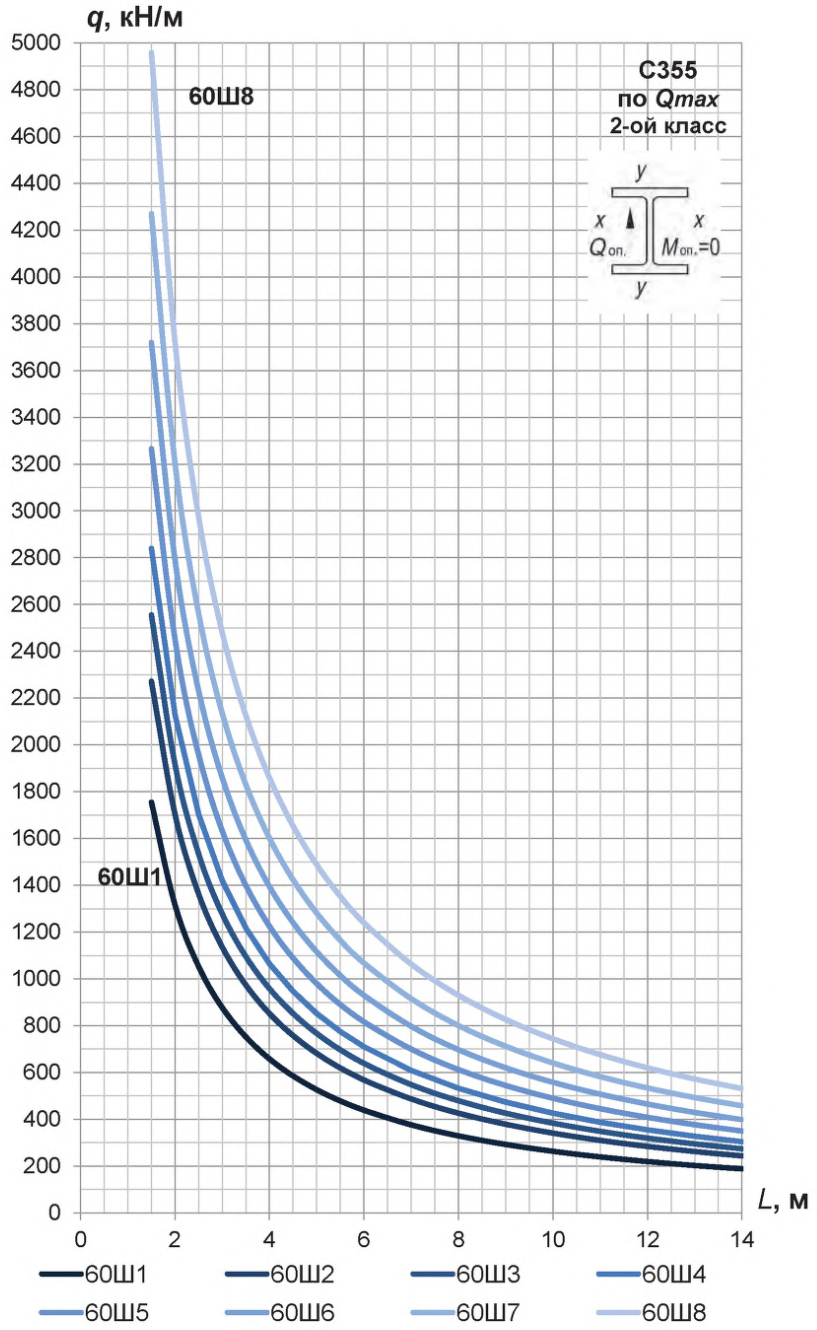
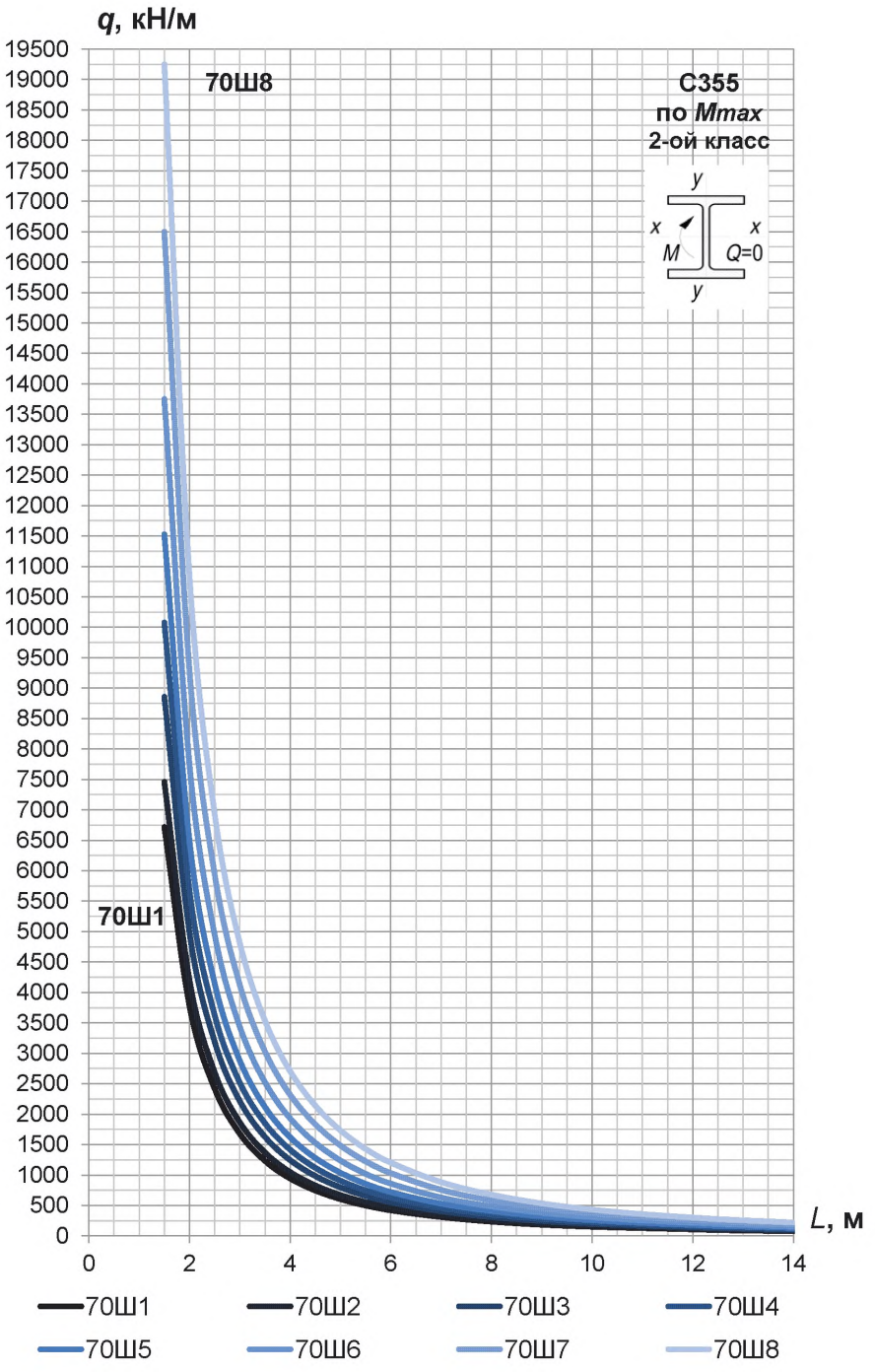


Рисунок 6.4.34 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 60Ш сталь С355Б**



Рисунки 6.4.35 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по изгибающему моменту в середине пролета (*M*) для двутавров 70Ш сталь С355Б**

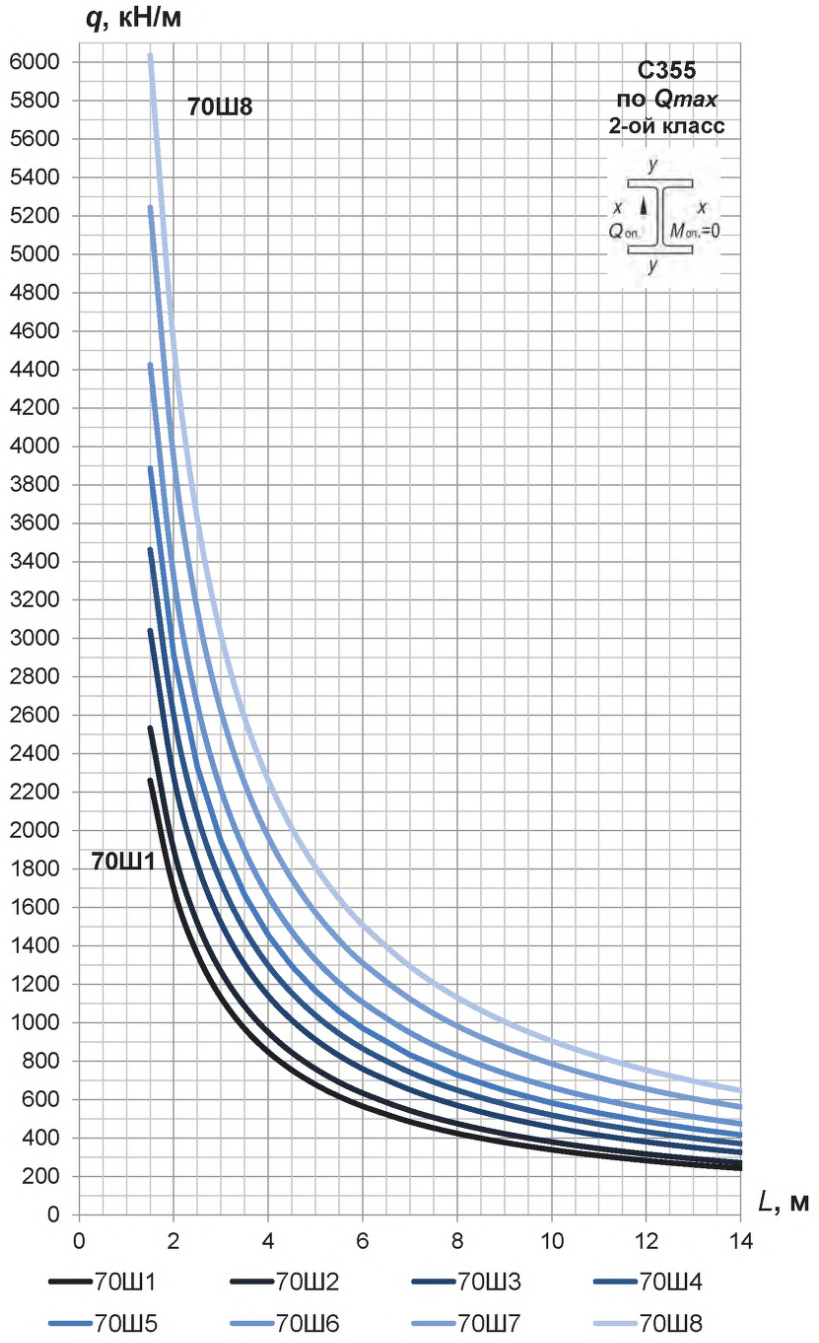


Рисунок 6.4.36 – **График предельной равномерно распределенной нагрузки 2-го класса по поперечной силе на опоре (*Q*) для двутавров 70Ш сталь С355Б**

7 ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПОДБОРА СЕЧЕНИЙ СТАЛЬНЫХ ТРУБ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ УЗЛОВ

Представленные в настоящем разделе таблицы подбора сечений и проектирования узлов могут быть использованы для предварительного назначения параметров конструкции. Окончательный подбор сечений и проектирование узлов следует осуществлять в соответствии с требованиями СП 16.13330 [12] на основании усилий, полученных по результатам пространственного расчета конструкций.

7.1 Сортамент сечений труб

7.1.1 Общие положения и основные теоретические предпосылки по сортаменту стальных конструкций приведены в разделе 1.3 настоящего стандарта организации.

7.1.2 В настоящем документе и таблицах главы 7 сортаментный ряд круглых сварных труб представлен в соответствии с классификацией и порядком, изложенным в ГОСТ Р 58064-2018 [25], в диапазоне D40мм…D500мм, квадратных и прямоугольных в соответствии с ГОСТ 30245-2012 [26], в диапазоне Тр.кв.40…Тр.кв.400, Тр.пр.50х25…Тр.пр.500х30. Диапазон толщин стенок для рассматриваемых профилей труб 3мм..20мм. Обозначения и расчетные характеристики профилей, использованные и таблицах данного раздела стандарта организации, соответствуют обозначениям и расчетным характеристикам, принятым в ГОСТ [25, 26].

7.1.3 В **таблицах 7.1.1 … 7.1.3** приведены номинальные размеры профилей и справочные величины для главных осей сортамента сварных труб. При этом приняты обозначения в соответствии с рисунком 7.1.1.

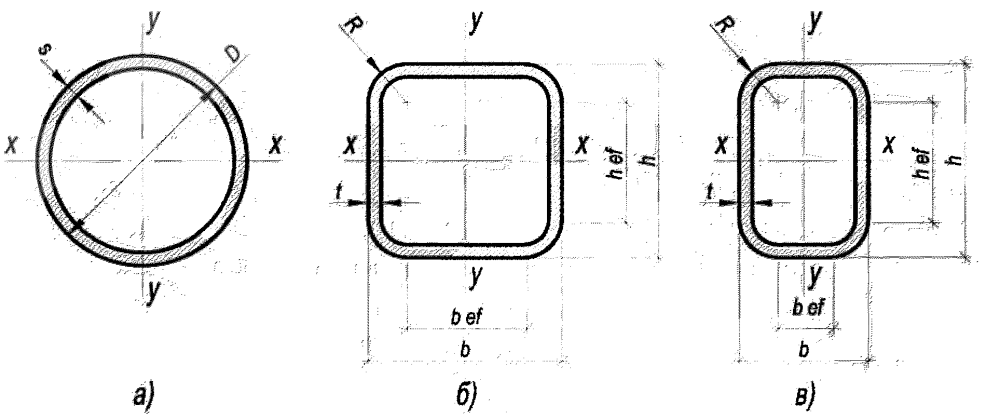


Рисунок 7.1.1 – **Форма и размеры поперечного сечения сварных труб:** *а) Труба круглая по ГОСТ Р 58064-2018- таблица 7.1.1; б) Труба квадратная по ГОСТ 30245-2012- таблица 7.1.2; в) Труба прямоугольная по ГОСТ 30245-2012- таблица 7.1.3*

7.1.4 В таблице7.1.1 представлены значения для следующих величин по формулам:

- Теоретическая масса 1 погонного метра рассчитана для труб типа 1 по таблице 1 ГОСТ [25], при плотности стали 7.85г/см^3. Теоретическую массу труб 1м труб типов 2 и 3 следует увеличивать:
  - на 1.5% - для труб типа 2;
  - на 1.0% - для труб типа 3 с одним швом;
  - на 1.5% - для труб типа 3 с двумя швами;
- F_{surf} – площадь поверхности 1 метра длины профиля (равна периметру сечения в метрах), м^2, вычисленная по формулам в соответствии с рисунком 7.1.2: Схема В: $F_{surf} = (\pi \cdot D\ 1$ м / 1000 (м^2 на 1 метр длины профиля).

Площадь поверхности требуется для расчёта количества покрывающего состава (антикоррозийного, огнезащитного, декоративного и пр.);

- $F_{surf,m}$ – площадь поверхности 1000 кг профиля соответствующего типоразмера, м², вычисленная по формуле

$F_{surf,m} = F_{surf} 1000/P$ (м² на 1 000 кг профилей), где P – масса 1 метра длины профиля соответствующего типоразмера в кг. Площадь поверхности требуется для расчёта количества покрывающего состава (антикоррозийного, огнезащитного, декоративного и пр.);

- $ПТМ = F_и / П$ – приведённая толщина металла, мм, где:

$F_и$ – площадь поперечного сечения металлического профиля, мм;

$П$ – площадь 1 п.м обогреваемой части конструкции, мм, в соответствии с рисунком 7.1.2:

Схема В: $П = (\pi \cdot D) \cdot 1000$, мм

Приведённая толщина металла требуется для выбора композиции огнезащиты и расчета фактических пределов огнестойкости стальных конструкций.

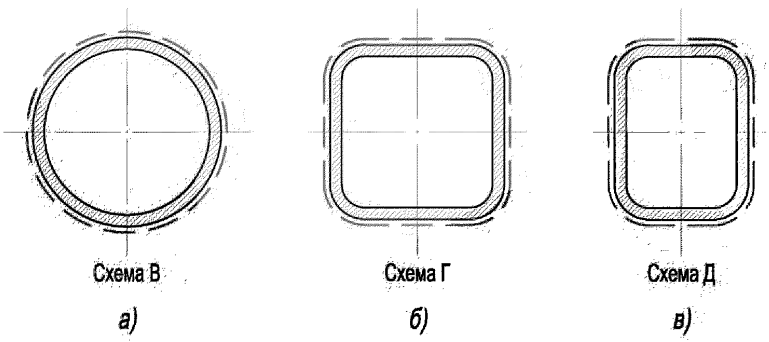


Рисунок 7.1.2 – **Схемы к подсчету площади поверхности профилей в таблицах 7.1.1…7.1.3:** *а) Труба круглая по ГОСТ Р 58064-2018- таблица 7.1.1; б) Труба квадратная по ГОСТ 30245-2012- таблица 7.1.2; в) Труба прямоугольная по ГОСТ 30245-2012- таблица 7.1.3*

7.1.5 В таблицах 7.1.2 и 7.1.3 представлены справочные значения для следующих величин по формулам:

- Масса 1 погонного метра длины профиля определена по площади поперечного при плотности стали 7,85 г/см³, согласно ГОСТ [26];

- R – радиус наружного закругления угла, согласно ГОСТ [26]:

$R = 2,0 \cdot t$ при $t \le 6,0$ мм, $R = 2,0 \cdot t$ при $6,0 < t \le 10,0$ мм,

$R = 3,0 \cdot t$ при $t > 10$мм;

- $h_{ef} = h - 2R$ – расчетная высота стенки квадратного или прямоугольного профиля (по рисунку 7.1.1), используемая для расчета общей устойчивости стенки в соответствии СП 16.13330 [12] и в других расчетных формулах; расчетная высота стенки также может быть использована при конструировании узлов;

- $b_{ef} = b - 2R$ – расчетная ширина полки квадратного или прямоугольного профиля (по рисунку 7.1.1), используемая для расчета общей устойчивости полки в соответствии СП 16.13330 [12] и в других расчетных формулах; расчетная ширина полки также может быть использована при конструировании узлов;

- F_{surf} – площадь поверхности 1 метра длины профиля (равна периметру сечения в метрах), м², вычисленная по формулам в соответствии с рисунком 7.1.2:

Схема В: $F_{surf} = 2(h_{ef} + b_{ef} + (\pi \cdot R)) \cdot 1$ м/1000 (м² на 1 метр длины профиля).

Площадь поверхности требуется для расчёта количества покрывающего состава (антикоррозийного, огнезащитного, декоративного и пр.);

- $F_{surf,m}$ – площадь поверхности 1000 кг профиля соответствующего типоразмера, м², вычисленная по формуле

$F_{surf,m} = F_{surf} 1000 / P$ (м² на 1000 кг профилей), где P – масса 1 метра длины профиля соответствующего типоразмера в кг. Площадь поверхности требуется для расчёта количества покрывающего состава (антикоррозийного, огнезащитного, декоративного и пр.);

- ПТМ=Fн/П – приведённая толщина металла, мм, где:

$F_н$ – площадь поперечного сечения металлического профиля, мм;

$П$ – площадь 1п.м обогреваемой части конструкции, мм, в соответствии с рисунком 7.1.2:

Схема В: $П = 2(h_{ef} + b_{ef} + (\pi \cdot R)) \cdot 1000$, *мм*

Приведённая толщина металла требуется для выбора композиции огнезащиты и расчета фактических пределов огнестойкости стальных конструкций.

7.2 Подбор сечения элементов при центральном сжатии и растяжении труб

7.2.1 Таблицы подбора сечений составлены для сортамента круглых, квадратных и прямоугольных труб по таблицам 7.1.1, 7.1.2 и 7.1.3 настоящего руководства, в соответствии с ГОСТ [25] и [26].

Для таблиц подбора сечений приняты стали С255Б и С355Б по ГОСТ 27772.

7.2.2 Расчетные сопротивления Ry для сталей, указанных в 7.2.1, приняты в соответствии с таблицей В.3 СП [12]. Коэффициент надежности по материалу γm принят в соответствии с таблицей 3 СП [12] равным 1,025. Графики изменения расчетного сопротивления приведены на рисунке 7.2.1, для толщин труб, рассматриваемых в настоящем руководстве.

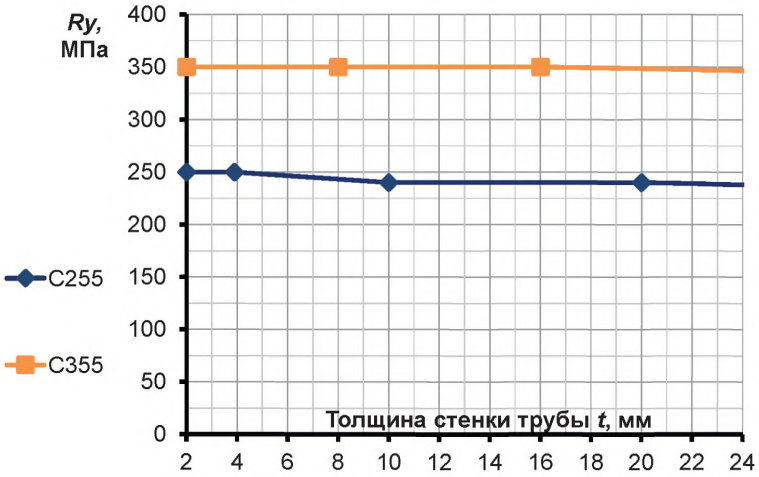


Рисунок 7.2.1 – **График расчетных сопротивлений в зависимости от толщины стенки трубы (в соответствии с таблицей В.3 [12])**

7.2.3 Для определения несущей способности элементов конструкции при центральном сжатии в таблицах настоящего раздела коэффициент надежности по ответственности γ_n и коэффициент условий работы γ_c приняты равными 1,0.

В случае, если данные коэффициенты отличны от 1,0, то несущая способность N определяется по формуле:

$$N = N_{tab} \gamma_c / \gamma_n \qquad (7.2.1)$$

где N_{tab} – значение несущей способности, принятое по соответствующим таблицам раздела 7.2,

γ_c – коэффициент условий работы конструкции, принятый по таблице 1 СП 16.13330 [12], γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принятый в соответствии с ГОСТ 27751 [15].

7.2.4 Приведенные в настоящем разделе расчеты соответствуют схеме свободного шарнирного закрепления концов сжатых или растянутых элементов с коэффициентом расчетной длины $\mu = 1,0$ (по первому рисунку таблицы 30 СП 16.13330 [12]). Расчетная длина l_{ef} определяется по формуле 140 и в соответствии с положениями 10.3.1, 10.3.2 СП 16.13330 [12].

При других схемах закрепления концов сжатых или растянутых элементов значения коэффициента расчетной длины μ отличны от 1.0 принимаются по схемам таблицы 6.2.

7.2.5 В **таблицах 7.2.1 … 7.2.3 а,б** приведены значения несущей способности элементов, рассчитанных на центральное сжатие с учётом устойчивости. Несущая способность элементов вычислена на основании положений п. 7.1.3 СП [12] и преобразованной формулы 7 СП 16.13330 [12]:

$$N = \varphi A R_y \gamma_c \qquad (7.2.2)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, вычисленный по формулам 8 и 9 с учетом условий и ограничений 7.1.3 СП [12], γ_c – принят равным 1,0 (см. пункт 7.2.3).

Расчеты коэффициента продольного изгиба для каждого случая расчетной длины в настоящем стандарте организации не приводятся. При расчете коэффициента φ учитывалось, что сечение труб работает как сечение типа а (по таблице 7 СП 16.13330 [12]).

Ячейки, для которых гибкость более 220, отмечены знаком «прочерк» «–».

Условная гибкость определена по формуле (6.2.2). Значения предельных условных гибкостей для растянутых элементов из сварных прямошовных труб различного назначения приведены в пункте 7.2.7 и таблице 7.2.5.

7.2.6 В **таблицах 7.2.4 … 7.2.6** приведены результаты расчета несущей способности элементов на растяжение в соответствии с 7.1.1 по преобразованной формуле 5 СП [12]:

$$N = A R_y \gamma_c \qquad (7.2.3)$$

Растянутые элементы следует подбирать по таблице 7.2.5 таким образом, чтобы гибкость не превышала значений предельной гибкости, установленной в таблице 33 СП 16.13330 [12]. Значения предельных условных гибкостей для растянутых элементов из сварных прямошовных труб различного назначения приведены в пункте 7.2.7 и таблице 7.2.6.

7.2.7 Гибкости проектируемых элементов конструкций $\lambda = l_{ef}/i$ не должны превышать предельных значений λ_u, приведенных в таблицах 32 и 33 СП 16.13330 [12] для сжатых и растянутых элементов соответственно. В таблицах 7.2.5 и 7.2.6 приведены соответствующие значения условных предельных гибкостей, вычисленные для толщины стенки трубы для соответствующих сталей при значении коэффициента использования сечения α, равным 1. В процессе дальнейшего проектирования (после предварительного подбора сечений по таблицам настоящего стандарта организации) значения предельных гибкостей следует уточнять по результатам расчета пространственных схем и определения фактического коэффициента использования сечений α.

Т а б л и ц а 7.2.5 – Предельная гибкость сжатых элементов из сварных прямошовных труб

	Элементы конструкций (по таблице 32 [12])	Предельная гибкость (по таблице 32 [12] при α=1)	Условная предельная гибкость сжатых элементов для минимальной толщины стенки труб	
			С255	С355
1	**Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции:** а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб или парных уголков высотой до 50 м	120	13,22	15,64
	б) пространственных конструкций из одиночных уголков, а также пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой свыше 50 м	120	13,22	15,64
2	**Элементы, кроме указанных в позициях 1 и 7:** а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков	150	16,52	19,55
	б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями	180	19,83	23,46
3	Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по позиции 1)	220	24,24	28,68
4	Основные колонны	120	13,22	15,64
5	Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей	150	16,52	19,55
6	Элементы связей, кроме указанных в позиции 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчётной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы, кроме указанных в позиции 7	200	22,03	26,07
7	Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости	150	16,52	19,55

Т а б л и ц а 7.2.6 – Предельная гибкость растянутых элементов из сварных прямошовных труб

	Элементы конструкций (по таблице 32 [12])	Предельная гибкость (по таблице 32 [12] при статической нагрузке	Условная предельная гибкость срастянутых элементов для минимальной толщины стенки труб	
			С255	С355
1	Пояса и опорные раскосы плоских ферм (включая тормозные фермы) и структурных конструкций	400	44,07	52,14
2	Элементы ферм и структурных конструкций, кроме указанных в позиции 1	400	44,07	52,14
3	Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей)	300	33,05	39,10
4	Прочие элементы связей	400	44,07	52,14

gost.e-ecolog.ru