

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»

В. Д. ПРАСОЛ

# МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ В ЗАДАЧАХ И ПРИМЕРАХ

Часть I

ИЗГИБАЕМЫЕ И СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ.  
ПРОКАТНЫЕ БАЛКИ

*Одобрено методической комиссией факультета ПГС  
в качестве учебно-методического пособия*

Гомель 2017

УДК 624.014(075.8)

ББК 30.4

П82

Р е ц е н з е н т – ведущий эксперт ДРУП «Госстройэкспертиза» по  
Гомельской области *Т. В. Гуцева*

**Прасол, В. Д.**

П82      Металлические конструкции в задачах и примерах. В 4 ч. Ч. I.  
Изгибаемые и сжатые элементы. Прокатные балки : учеб.-метод.  
пособие / В. Д. Прасол ; М-во трансп. и коммуникаций Респ. Беларусь,  
Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2017. – 58 с.  
ISBN 978-985-554-655-0 (ч. 1)

Изложены основы расчета несущих металлических конструкций: прокатных балок, центрально и внецентренно сжатых элементов. Даются краткие теоретические сведения для расчета, примеры расчета и набор разнообразных задач с исходными данными для вариантов. Соответствует действующим нормам СНиП II–23–81\* «Стальные конструкции».

Предназначено для студентов специальности "Промышленное и гражданское строительство", может быть использовано при дипломном проектировании и в проектной практике для самостоятельного изучения и проведения контроля знаний.

**УДК 624.014(075.8)**

**ББК 30.4**

**ISBN 978-985-554-655-0 (ч. 1)**

**ISBN 978-985-554-654-3**

© Прасол В. Д., 2017

© Оформление. БелГУТ, 2017

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>Введение</b> .....	4
<b>1 Основы расчета стальных конструкций</b> .....	6
1.1 Материалы и сортамент для стальных конструкций.....	6
1.2 Основы расчета металлических конструкций по предельным состояниям...	7
1.3 Расчет изгибаемых элементов.....	9
1.4 Расчет центрально растянутых и сжатых элементов.....	14
1.5 Расчет элементов на действие осевой силы с изгибом.....	17
1.6 Качественный анализ работы конструкций.....	19
1.7 Геометрические характеристики сечений.....	20
<b>2 Расчет прокатных балок, растянутых и сжатых стержней</b> .....	28
2.1 Примеры расчета прокатных балок и сжатых стержней.....	28
2.2 Задачи по расчету прокатных балок и сжатых стержней.....	44
<b>Приложения</b> .....	
А Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772–88 для стальных конструкций зданий и сооружений.....	54
Б Коэффициенты $\varphi$ продольного изгиба центрально сжатых элементов (увеличено в 1000 раз).....	56
<b>Список литературы</b> .....	58

## ВВЕДЕНИЕ

Расчеты надежности несущих строительных конструкций сопряжены с большой ответственностью, так как ошибки здесь (в отличие от некоторых других расчетов) и последующие отказы конструкций ведут к значительным материальным и моральным затратам.

Строительные конструкции, их элементы, детали и узлы по своей природе весьма многообразны, как и приемы их расчетов на прочность, общую и местную устойчивость, жесткость. Но, несмотря на многообразие задач, удастся выделить общие правила. Рекомендуется придерживаться такой последовательности при решении любых задач.

1 Хорошо уяснить условие задачи и, при необходимости, выписать дополнительные данные (расчетные сопротивления материалов, геометрические характеристики и др.).

2 Проработать соответствующий данному разделу теоретический материал по учебнику, конспекту лекций, СНиП, пособию и т. д. Для некоторых задач потребуются проработка материала смежных дисциплин – сопротивления материалов, строительной механики.

3 Выполнить необходимые иллюстрации к задаче (расчетную или конструктивную схему, эскиз узла, сечения сварного шва, поперечное сечение элемента и т. д.). На чертеже поставить численные размеры габаритов конструкций в метрах, сечения – в сантиметрах, что облегчит подсчет геометрических характеристик.

4 Изучить, как работает рассчитываемый элемент (то есть установить, какие внутренние усилия ( $M$ ,  $N$ ,  $Q$ ) возникают в элементе (стойке, болте, сварном шве, консоли, сечении и т. д.). Определить эти усилия и, при необходимости, дополнить чертеж задачи эпюрами усилий или напряжений, векторной диаграммой усилий в болте или диаграммой напряжений в точке сварного шва.

5 Зная, как работает элемент, то есть имея усилия, легко применить соответствующую формулу. Формула – это математическая модель процесса, она выражает физическую сущность явления – работу конструкции под нагрузкой, устанавливает определенную взаимосвязь

между внутренними усилиями ( $M$ ,  $N$ ,  $Q$ ), размерами элемента и его поперечными сечениями. Например, при изгибе в балке возникают усилия  $M$  и  $Q$ , поэтому прочность ее по нормальным напряжениям проверяют по формуле

$$\frac{M}{W_n R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где  $M = \frac{ql^2}{8}$ ;  $W_n = \frac{bh^2}{6}$ .

Для расчетов металлических строительных конструкций используют формулы, которые изложены в действующих СНиП проектирования стальных конструкций.

Исключительное значение в расчетах надежности имеет умение правильно определять геометрические характеристики сечения ( $J_x$ ,  $W_x$ ,  $A_n$ ,  $Z$ ). Ни один расчет прочности не возможен без их знания. В зависимости от условий задачи эти характеристики могут быть взяты из сортамента, определены из формулы ( $W_{req}$ ,  $A_{req}$ ), вычислены из чертежа (чаще всего).

6 При расчетах необходимо записать формулу, подставить численные значения величин в формулу и записать окончательный результат. Например,

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{20 \cdot 6^2}{8} = 90 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Если формула громоздкая, то некоторые величины вычисляют отдельно, а не в общей формуле, например,  $W_x$ ,  $J_x$ ,  $A$ .

В международной системе единиц (СИ) используют переводные коэффициенты. Если усилия заданы в килоньютонах (кН), килоньютонах на метр (кН·м); характеристики сечений – в сантиметрах (см); напряжения, расчетные сопротивления – в мегапаскалях (МПа), применяют множители: при расчете на изгиб –  $10^3$ , на осевые усилия – 10, прогибов –  $10^5$ . Например:

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^3}{W} \leq R_y \text{ (Н/мм}^2\text{)}; W_{req} = \frac{M \cdot 10^3}{R_y} \text{ (мм}^3\text{)};$$

$$\sigma = \frac{N \cdot 10}{A} \leq R_y \text{ (Н/мм}^2\text{)}; A_{req} = \frac{N \cdot 10^3}{R_y} \text{ (мм}^2\text{)};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5q_n l^3}{384EI} \cdot 10^5 \leq \left[ \frac{f}{l} \right].$$

При решении задач используют учебник, конспект лекций, СНиП, справочник конструктора, счетный прибор. Однако необходимо помнить,

что самостоятельность – главное и основное условие успеха в приобретении знаний и умении решать задачи.

## **1 ОСНОВЫ РАСЧЕТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

### **1.1 Материалы и сортамент для стальных конструкций**

Материал – один из основных факторов, определяющих надежность, долговечность и экономичность несущих металлоконструкций. Поэтому строительные стали должны обладать соответствующими механическими характеристиками, иметь определенный химический состав в связи со сваркой и коррозией стали, хорошо свариваться и быть экономичными.

Металлургические заводы поставляют сталь трех групп: А, Б, В. В расчетных строительных конструкциях применяют в основном сталь группы В, которую заводы производят с гарантией и механических свойств, и химического состава. В нерасчетных сварных элементах может применяться сталь группы Б, с гарантией лишь химического состава, в клепаных – сталь группы А, с гарантией только механических свойств (ГОСТ 380–94).

По степени раскисления стали могут быть кипящими (нераскисленными) (КП), полуспокойными (ПС), спокойными (СП). Нераскисленные стали кипят при остывании вследствие выделения газов. Такая сталь имеет неоднородную крупнозернистую структуру и более засорена включениями; кипящие стали имеют удовлетворительные механические характеристики, но склонны к старению и образованию горячих и холодных трещин. Для улучшения качества стали ее раскисляют малыми добавками (0,1–0,3 %) кремния, алюминия, что нейтрализует влияние кислорода и способствует образованию однородной мелкозернистой структуры. При остывании сталь спокойна.

По химическому составу используют углеродистые стали марок 18кп, 18пс, 18Гсп, ВСт3кп2, ВСт3пс6, ВСт3сп5, ВСт3Гпс5 (с повышенным содержанием марганца), ВСтТпс (термоупрочненная Ст3) и др., а также низколегированные стали марок 09Г2, 09Г2С, 10Г2С1, 09Г2С, 14Г2 (кремне-марганцовистые), 10ХСНД, 15ХСНД (природнолегированные), 10ХНДП (атмосферостойкая), 14Г2АФ, 16Г2АФ (комплексно легированные) и др. (ГОСТ 19281–89, ГОСТ 17066–94, ГОСТ 16523–97, ГОСТ 14637–89).

Легирование улучшает качество и механические характеристики стали, но дорого, поэтому для упрочнения стали используют термообработку, а также термообработку совместно с комплексным легированием (например, карбонитридное легирование сталей марок 14Г2АФ). Основными легирующими добавками, кроме углерода, являются кремний (С), марганец (Г), медь (Д), ванадий (Ф), азот (Ф) в химически связанном состоянии.

Качество стали, обозначаемое категорией, зависит от количества различных требований, гарантируемых заводом за доплаты: механические

характеристики стали, ее химический состав, испытания на загиб в холодном состоянии, испытания на ударную вязкость при различных температурах и т. д.

В строительстве применяют углеродистые стали 2, 5, 6-й категорий и низколегированные – 6, 7, 12, 13, 15-й категорий.

Часть проката имеет более высокие характеристики прочности ( $\sigma_y$ ,  $\sigma_u$ ), чем установлены ГОСТ. В целях экономии стали в таких случаях предложено разделить сталь на две группы прочности с разницей по прочности на 20–30 МПа, что оговорено в СНиП [6] и является источником экономии стали (приложение А).

Основным стандартом, регламентирующим характеристики стали сталей для строительных металлических конструкций, является ГОСТ 27772–88, согласно которому фасонный прокат изготавливают из сталей С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345К, С375. Для листового и универсального проката, и гнутых профилей используют также стали С390, С390К, С440, С590.

Стали С345, С375, С390, С440 могут поставляться с повышенным содержанием меди (для улучшения коррозионной стойкости), при этом к обозначению стали добавляют букву «К».

Буква «С» в наименовании обозначает сталь строительную, цифры показывают предел текучести в МПа.

В СНиП [6] приведена таблица 51, б о замене марок на сталь строительную по ГОСТ 27778–88.

При выборе стали учитывают характер и вид силового воздействия, условия эксплуатации (температуру), назначения сооружения и экономические показатели. Практически это реализуется с помощью таблицы 50\* СНиП [6], в которой все конструкции в зависимости от назначения и характера силовых воздействий разделены на четыре группы. В каждой группе дан перечень конструкций, приведены марки и указаны категории сталей в зависимости от климатического района строительства. При заказе указывают группу и сталь, степень раскисления, группу прочности, ГОСТ и свариваемость. Например, сталь С255 для сварных конструкций – по ГОСТ 2777–88.

Из стали, как из любого материала, выпускают различные изделия и прежде всего прокат. Основными видами проката являются стали: листовая горячекатаная, широкополосная универсальная, рифленая, тонколистовая; фасонная – уголки, швеллеры, двутавры, тавры, гнутые профили, трубы; сортовая – полоса, круг, квадрат, шестигранник. Помимо этого для соединения конструкций используют болты обычной прочности и высокопрочные [1, 2, 4, 5].

## **1.2 Основы расчета металлических конструкций**

## по предельным состояниям

Расчет металлических строительных конструкций осуществляют по методу предельных состояний, разработанному учеными СССР. Нормами проектирования предусмотрены две группы предельных состояний:

1) по непригодности сооружения к эксплуатации вследствие разрушения, потери устойчивости, изменения конфигурации, больших сдвигов, околорезонансных колебаний и т. д.;

2) по непригодности к нормальной эксплуатации вследствие развития больших деформаций, перемещений, затрудняющих нормальную (без ограничений) эксплуатацию.

Целью расчета несущих строительных конструкций является недопущение возникновения предельных состояний как при возникновении, так и при эксплуатации и реконструкции сооружений.

Первая группа предельных состояний в общем выражается неравенством

$$N \leq \Phi,$$

где  $N$  – наибольшее возможное расчетное усилие в элементе (конструкций), зависящее от нагрузки и размеров сооружения и его статической схемы;  $\Phi$  – минимальная возможная несущая способность элемента (узла, конструкции), зависящая от прочности материала и размеров поперечного сечения элемента.

Величины  $N$  и  $\Phi$  – случайные, так как зависят от случайных величин характеристик нагрузки и прочности стали.

Вторая группа предельных состояний выражается соотношением

$$f \leq f_{cr},$$

где  $f$  – перемещение (прогиб, угол поворота) зависящее от нормативной нагрузки и размеров элемента;  $f_{cr}$  – предельное значение перемещения, зависящее от назначения сооружения.

Поскольку второе предельное состояние не связано с разрушением конструкций, то расчет по этому состоянию выполняют по нормативным нагрузкам в отличие от расчетов первой группы, которые производят по расчетным нагрузкам.

При расчете несущих металлоконструкций приходится решать один из следующих типов задач.

1 Оценка напряженно-деформируемых состояний конструкций, то есть оценка их прочности, устойчивости и жесткости по действующим нормам. Этот тип задач встречается для вновь проектируемых конструкций, а также претерпевших разрушение при аварии.



2 Подбор сечений элементов конструкций, удовлетворяющих требованиям первой и второй группы предельных состояний и требованиям экономичности. Эта группа задач возникает при проектировании новых сооружений.

3 Определение несущей способности (грузоподъемности) существующих конструкций, элементов, узлов. Такие задачи часто сводятся не только к определенной несущей способности конструкций, но и к разработке простых, надежных и экономичных способов их обеспечения. Эта группа задач возникает при реконструкции и техническом перевооружении зданий.

При проектировании конструкций (второй тип задач) приходится разрешать противоречие между надежностью и экономичностью конструкций. Эти проблемы разрешаются на основе теории и практики оптимального проектирования конструкций. Наибольшее развитие получила параметрическая теория оптимизации конструкций: необходимо установить параметры сечений, (например, балки, колонны, фермы) при которых обеспечиваются требования предельных состояний и достигается минимум массы (стоимости) конструкций. Оптимизация параметров позволяет сберечь материальные и энергетические ресурсы. Проблемы ресурсосбережения решаются с помощью не только оптимизации параметров, но и применения передовых идей, новых способов расчета, новых конструкций, регулирования усилий в элементах конструкций, использования принципа растянутых поверхностей или принципа концентрации материалов и т. д.

### **1.3 Расчет изгибаемых элементов**

Методы расчета изгибаемых элементов многообразны: расчет статистически определимых и статистически неопределимых балок, нагруженных в одной и двух плоскостях, при этом каждая из названных балок может быть рассчитана в упругой или упругопластической стадии работы.

1.3.1 Наиболее часто рассчитывают статически определимые и статически неопределимые балки в упругой стадии работы, потому что этот метод применим для балок из стали любой прочности и для любого характера нагрузки – статической или динамической.

При расчете по первой группе предельных состояний прочность изгибаемых элементов проверяют по четырем видам напряжений (рисунок 1.1): нормальным, касательным, местным и совместное их действие.

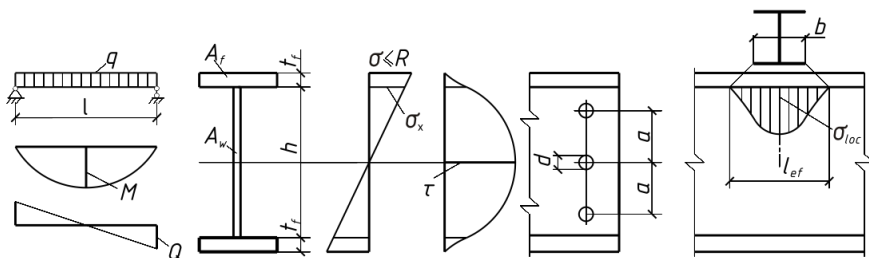


Рисунок 1.1 – К расчету изгибаемых элементов

Нормальные напряжения

$$\frac{M}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (1.1)$$

Касательные напряжения

$$\frac{QS}{I_x t_w R_s \gamma_c} \alpha \leq 1, \quad (1.2)$$

где величина  $\alpha = s / (s - d)$  учитывает ослабление сечения стенки отверстиями (см. рисунок 1.1).

Местные напряжения в стенке балки неукрепленной ребрами жесткости при действии сосредоточенных грузов на верхний пояс

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} = \frac{F}{l_{ef} t R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (1.3)$$

При совместном действии названных трех напряжений необходимо, чтобы для стенки балки выполнялось условие

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad \tau_{xy} / R_y \gamma_c \leq 1, \quad (1.4)$$

где  $\sigma_x = \sigma \frac{h_w}{h}$ ;  $\sigma_y = \sigma_{loc}$ ;  $\tau_{xy} = Q / (h_w t_w)$ .

При изгибе в двух главных плоскостях расчет на прочность выполняют по формуле

$$\frac{M_x}{W_{xn} R_y \gamma_c} \pm \frac{M_y}{W_{yn} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (1.5)$$

При этом осуществляют проверку прочности по касательным и приведенным напряжениям при работе балки в двух главных плоскостях.

Расчет изгибаемых элементов по второй группе предельных состояний сводится к расчету прогиба балки от нормативной нагрузки.

Для шарнирно опертой балки с равномерно распределенной нагрузкой относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{5q_n l^3}{384EI} \leq \left[ \frac{f}{l} \right]. \quad (1.6)$$

При любой схеме нагружения для практики достаточно пользоваться упрощенной формулой

$$\frac{f}{l} = \frac{M_n l}{10EI} \leq \left[ \frac{f}{l} \right]. \quad (1.7)$$

где  $M_n$  – наибольший момент в балке от нормативной нагрузки.

1.3.2 Расчет на прочность разрезных балок 2-го и 3-го классов с учетом пластических деформаций можно производить, если они несут статическую нагрузку, выполнены из стали с нормативным сопротивлением  $R_{yn} \leq 440$  МПа и соблюдены требования СНИП [6] по обеспечению общей устойчивости балки и местной устойчивости стенки и поясов. Предельным состоянием балки в пластической стадии является возникновение шарнира пластичности в наиболее напряженном сечении изгибаемого элемента (рисунок 1.2, а).

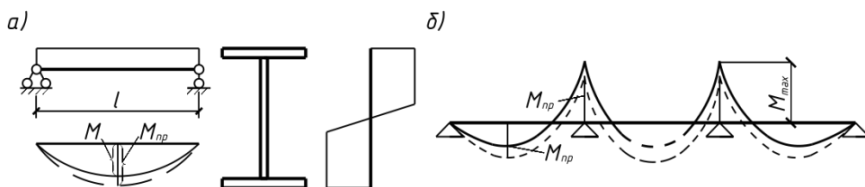


Рисунок 1.2 – К расчету разрезных балок

При этом во всех волокнах сечения напряжения равны пределу текучести, а изгибающий момент в сечении – предельному значению момента.

Прочность статистически определимых балок при изгибе в плоскости наибольшей жесткости при  $\tau_x = \frac{Q_x}{A_w} \leq 0,9R_s$  (кроме опорных сечений) проверяют по формуле

$$\frac{M}{c_1 W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (1.8)$$

При изгибе в двух главных плоскостях при  $\tau_y = \frac{Q_y}{2A_f} \leq 0,5R_s$

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \beta W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (1.9)$$

Коэффициенты  $c_1$ ,  $c_x$ ,  $c_y$  учитывают влияние пластичности. Их значения принимают по таблице 66 СНиП [6] в зависимости от отношения площади пояса к площади стенки.

$\beta$  – коэффициент, принимаемый:

– при  $\tau_x \leq 0,5R_s$   $\beta = 1$ ;

– при  $0,5R_s < \tau_x \leq 0,9R_s$   $\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \left( \frac{\tau_x}{R_s} \right)^4$ ,

где  $\alpha_f = \frac{A_f}{A_n}$  – отношение площади сечения пояса к площади сечения стенки

(для несимметричного сечения).

Расчет балок в опорном сечении при  $M_x = M_y = M = 0$  по касательным напряжениям выполняют по формуле

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} = \frac{Q}{th R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (1.10)$$

1.3.3 Прочность неразрезных и защемленных балок постоянного сечения, изгибаемых в одной плоскости, несущих статистическую нагрузку при обеспечении общей и местной устойчивости балки и стенки, рассчитывают в пластической стадии по формуле (1.8), но с учетом перераспределения опорных и пролетных моментов. В этом случае они между собой равны предельному моменту  $M$  (рисунок 1.2, б). Расчетное значение изгибающего момента в формуле (1.8) определяют из выражения

$$M = \alpha M_{\max}, \quad (1.11)$$

где  $M_{\max}$  – максимальный изгибающий момент на опоре или в пролете статически неопределимой балки в упругой стадии работы;  $\alpha$  – коэффициент перераспределения моментов,

$$\alpha = 0,5 \left( 1 + \frac{M_{ef}}{M_{\max}} \right), \quad (1.12)$$

где  $M_{ef}$  – условный изгибающий момент.

В неразрезных балках с шарнирным опиранием на концах  $M_{ef}$  равен большему из значений (рисунок 1.3, а),

$$M_{ef} = \frac{M_1}{1 + a/l}; \quad (1.13)$$

$$M_{ef} = 0,5M_2, \quad (1.14)$$

где  $M_1$  – изгибающий момент в крайнем пролете балки, вычисленный как в свободно опертой балке пролетом  $l$ ;  $a$  – расстояние от сечения, где действует момент  $M_1$  до крайней опоры;  $M_2$  – максимальный изгибающий момент в промежуточном пролете, вычисленный, как в свободно опертой балке.

Для однопролетных и неразрезных балок с защемленными концами (рисунок 1.3, б)

$$M_{ef} = 0,5M_3, \quad (1.15)$$

где  $M_3$  – наибольший из моментов ( $M_1$  или  $M_2$ ), вычисленных как в балках с шарнирным опиранием.

В балках с одним защемленным и другим шарнирным концом  $M_{ef}$  определяют по формуле (1.13).

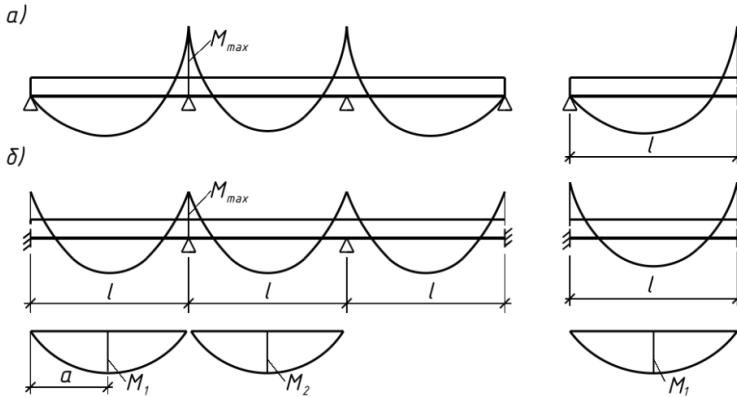


Рисунок 1.3 – К расчету неразрезных балок

1.3.4 Прочность неразрезных и защемленных балок, удовлетворяющих требованиям п. 1.3.3 в случае изгиба в двух главных плоскостях при  $\tau \leq 0,5R_s$ , следует проверять по формуле (1.9), также учитывая перераспределение опорных и пролетных моментов по формуле (1.11).

1.3.5 Подбор сечений изгибаемых элементов (второй тип задач) осуществляют с использованием основных фундаментальных зависимостей, приведенных в пп. 1.3.1–1.3.4.

При упругой работе конструкции, установив тип профиля (чаще всего двутавр) из формулы (1.1), вычисляют требуемый момент сопротивления

$$W_{req} = \frac{M}{R_y \gamma_c}, \quad (1.16)$$

в сортаменте подбирают подходящий профиль и осуществляют необходимые проверочные расчеты прочности по (1.2)–(1.6).

При упругопластической работе статистически определяемых балок предварительно задаются коэффициентом  $c_1 = 1,06 \dots 1,08$  и из формулы (1.8) определяют момент сопротивления

$$W_{req} = \frac{M}{(1,06 \dots 1,08) R_y \gamma_c}. \quad (1.17)$$

Затем, приняв подходящий профиль, по сортаменту уточняют значения коэффициента  $c_1$ , снова проверяют прочность по формуле (1.8) и при необходимости корректируют сечения.

Для статически неопределимых балок в упругопластической стадии работы сечения балки подбирают аналогично по формуле (1.17), но предварительно определяют расчетный изгибающий момент по формуле (1.11).

При подборе сечений двутавровых балок, изгибаемых в двух плоскостях, формулу (1.9) удобнее привести к виду

$$\frac{M_x}{c_x W_x R_y \gamma_c} \left( 1 - \frac{M_y}{M_x} K_y \right) \leq 1,$$

где  $K_y = \frac{W_x c_x}{W_y c_y}$ , откуда (приняв  $c_x = 1,06$ )

$$W_{x,req} = \frac{M_x}{1,06 R_y \gamma_c} \left( 1 + \frac{M_y}{M_x} K_y \right). \quad (1.18)$$

Используя данные сортамента и СНиП [6], нетрудно установить область изменения  $K = 6 \dots 8$ . Подобрав в сортаменте необходимый профиль, осуществляют проверку по формуле (1.9), учитывая ограничения по касательным напряжениям.

1.3.6 Несущую способность изгибаемого элемента (третий тип задач) определяют, используя основные условия прочности при изгибе (1.1; 1.9), из которых вычисляют сначала изгибающий момент, а затем и нагрузку на балку. Например, для шарнирно-опертой балки пролетом  $l$  из двутавра с

моментом сопротивления  $W_x$  и расчетным сопротивлением  $R_y\gamma_c$  из формулы (1.1) имеем  $M = W_x R_y \gamma_c = ql^2 / 8$ , откуда

$$q = \frac{8W_x R_y \gamma_c}{l^2}. \quad (1.19)$$

#### 1.4 Расчет центрально растянутых и сжатых элементов

1.4.1 Прочность центрально растянутых стержней в упругой и упругопластической стадиях проверяют по одной и той же зависимости, потому что предельное состояние для обеих стадий наступает одновременно:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (1.20)$$

где  $A_n$  – площадь поперечного сечения нетто.

1.4.2 Предельным состоянием центрально-сжатых стержней является, как правило, потеря устойчивости, за исключением коротких стержней, для которых возможна и потеря прочности.

Расчет устойчивости (первая группа задач) для обеих стадий работы (упругой и упругопластической) производят по одной и той же формуле:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (1.21)$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения брутто.

Пластические деформации при потере устойчивости жесткими стержнями (при  $\lambda \leq 100$ ) в нормах учитываются коэффициентом продольного изгиба  $\varphi$ , который зависит от гибкости (см. таблицу 72 [6]).

$$\lambda_{\max} = \frac{l_{ef}}{i_{\min}} = \frac{\mu l}{i_{\min}}, \quad (1.22)$$

где  $l_{ef}$  – расчетная длина, зависящая от коэффициента приведения  $\mu$ , величина которого определяется схемой закрепления концов стержня (рисунок 1.4, а).

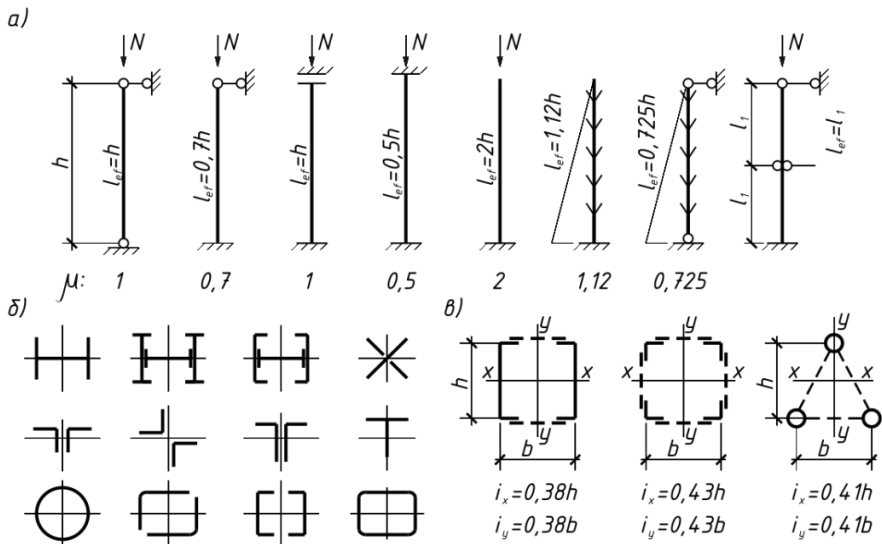


Рисунок 1.4 – Расчетные схемы центрально-сжатых элементов и типы колонн:  
 а – схема закрепления и вид нагрузки, б – типы сплошных сечений центрально-сжатых стержней,  
 в – типы сквозных сечений центрально-сжатых стержней

Гибкость  $\lambda$  – векторная величина, поскольку зависит от радиуса инерции, имеющего разные значения относительно центральных осей. Схема закрепления концов элементов в двух плоскостях тоже может быть разной. В связи с этим следует указать оси, относительно которых определяется гибкость:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x}; \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}.$$

1.4.3 Условие (1.21) является фундаментальным при расчете сжатых стержней. Это математическая модель физического явления – потери устойчивости центрально сжатым стержнем, устанавливающей взаимосвязь между сжимающей силой, размерами элемента и формой поперечного сечения.

Противоречие между надежностью сжатого стержня и его экономичностью разрешается выбором оптимальной формы и размеров поперечного сечения. Рациональной считается та форма сечения, которая при одинаковой площади поперечного сечения имеет наибольшие радиусы инерции относительно центральных осей. Рациональным сжатым стержнем является тонкостенный равноустойчивый элемент, для которого



$$\lambda_x = \lambda_y, \quad (1.23)$$

при  $l_{ef,x} = l_{ef,y}$  имеем  $i_x = i_y$ .

Если расчетные длины относительно центральных осей не равны, то для обеспечения равноустойчивости должны быть равны их гибкости

$$\frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{l_{ef,y}}{i_y}. \quad (1.24)$$

Типы сечений центрально-сжатых стержней, применяемых в строительных конструкциях, показаны на рисунке 1.4, б (сплошные) и на рисунке 1.4, в (сквозные).

Оптимальность (выгодность формы) сечения сжатого стержня оценивают коэффициентом

$$\beta_1 = iA \quad (1.25)$$

и безразмерным коэффициентом (удельный радиус инерции)

$$\beta_2 = \frac{i}{\sqrt{A}}, \quad (1.26)$$

где  $A$  – площадь сечения элемента.

1.4.4 Подбор сечений центрально-сжатых стержней – это вторая группа задач, решение которых выполняют наиболее часто при проектировании. При этом предварительно устанавливают расчетную схему стержня (см. рисунок 1.4, а): длину стержня, схему закрепления его концов, сжимающее усилие и тип сечений. Задача решается на основе фундаментальной зависимости (1.21), но, поскольку в нее входят две неизвестные величины, одной из них (обычно коэффициентом продольного изгиба) задаются в пределах  $\varphi = 0,6 \dots 0,8$  и определяют требуемую площадь.

$$A_{req} = \frac{N}{0,7R_y\gamma_c}. \quad (1.27)$$

Далее в сортаменте подбирают требуемый профиль и в соответствии с расчетной схемой стержня по минимальному радиусу инерции вычисляют гибкость

$$\lambda_{max} = \frac{l_{ef}}{i_{min}},$$

по которой определяют коэффициент  $\varphi$  и проверяют устойчивость по условию (1.21); если необходимо, сечение корректируют – уменьшают или увеличивают номер профиля. Для сварных профилей индивидуального изготовления не допускается запас более 5 % [6].

1.4.5 Третья группа задач при расчете сжатых стержней предусматривает определение несущей способности стержня (его грузоподъемности). Задача решается на основе зависимости (1.21) с учетом расчетной схемы элемента и состоит в определении продольной силы

$$N = \varphi A R_y \gamma_c. \quad (1.28)$$

Величины, входящие в эту формулу, заблаговременно определяют либо они даны.

### 1.5 Расчет элементов на действие осевой силы с изгибом

Такие элементы встречаются в разных конструкциях (рисунок 1.5), а также в стержневых системах (фермах) при внеузловой передаче нагрузки. Сжатие с изгибом элемента может быть как за счет внецентренной передачи осевого усилия, так и за счет поперечного изгиба центрально сжатого (растянутого) элемента. При этом предельным состоянием для коротких элементов является потеря прочности, для длинных – потеря устойчивости в двух плоскостях: в плоскости действия момента или из плоскости действия момента.

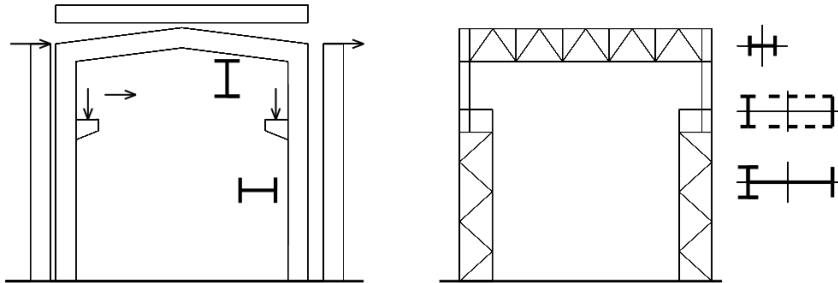


Рисунок 1.5 – Пример конструкций

1.5.1 Расчет на прочность внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и внецентренно растянутых элементов из стали с нормативным сопротивлением  $R_{yn} \leq 440$  МПа, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при средних касательных напряжениях  $\tau \leq 0,5R_s$  и  $\sigma = N/A_n > 0,1R_y$  следует выполнять с учетом пластических деформаций по формуле

$$\left( \frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (1.29)$$

где  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  – абсолютные значения продольной силы и изгибающих моментов.

Коэффициенты  $n$ ,  $c_x$ ,  $c_y$  принимают по приложению 5 [6].

В других случаях, когда названные выше условия не выполняются, расчет на прочность внецентренно сжатых стержней производят в упругой стадии работы элемента по формуле

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \pm \frac{M_x}{W_{xn} R_y \gamma_c} \pm \frac{M_y}{W_{yn} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (1.30)$$

1.5.2 Расчет на устойчивость элемента в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняют по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (1.31)$$

где  $\varphi_e$  – коэффициент понижения расчетного сопротивления при расчете устойчивости внецентренно сжатого элемента, определяемый по таблице 74 [6] для сплошных стержней и по таблице 75 [6] – для сквозных в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}_x$  и относительного эксцентриситета  $m_{ef}$ :

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x}; m_{ef} = \eta m; m = \frac{eA}{W_c}; e = \frac{M}{N}$$

где  $\lambda_x$  – гибкость стержня;  $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по таблице 73 [6];  $W_c$  – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна.

При вычислении эксцентриситета  $e$  за расчетный изгибающий момент принимают больший в пределах длины элемента (колонны) или в пределах участка постоянного сечения, если элемент ступенчатого сечения.

1.5.3 Расчет внецентренно сжатого элемента на устойчивость из плоскости действия момента выполняют по формуле

$$\frac{N}{\bar{\eta} \varphi_y A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (1.32)$$

где  $c$  – коэффициент, учитывающий ослабление сечения пластическими деформациями, вызванными изгибающим моментом и определяемым в зависимости от значения относительного эксцентриситета по формулам (56)–(58) [6].

1.5.4 Подбор сечений внецентренно сжатых элементов (второй тип задач) более трудоемкий, поскольку здесь больше проверок и они более сложны. Предварительно устанавливают расчетную схему элемента, определяют

внутренние усилия и их сочетание, а также расчетные длины элемента в двух плоскостях, назначают тип сечения. Из условия прочности (1.30) находят требуемую площадь сечения. При изгибе в одной плоскости

$$A_{req} = \frac{N + M/\rho}{R_y \gamma_c}, \quad (1.33)$$

где ядровое расстояние для двутавра  $\rho = 0,35h$ ;  $h$  – высота сечения двутавра.

Для принятого по требуемой площади сечения профиля производят все проверки по формулам (1.29)–(1.32), а также проверки местной устойчивости поясов и стенки, согласно п. 7 [6].

1.5.5 Несущую способность внецентренно сжатого элемента (третий тип задач) определяют по фактическим значениям  $N$  и  $M$  по приведенным выше основным формулам (1.29)–(1.32) с учетом фактической расчетной схемы элемента.

## 1.6 Качественный анализ работы конструкций

Чтобы производить расчеты прочности или устойчивости элемента, надо знать, прежде всего, какие внутренние усилия  $M$ ,  $N$ ,  $Q$ ,  $M_{cr}$  возникают в рассматриваемом элементе конструкции. Зная вид усилия и его величину, мы сможем привлечь соответствующую формулу (фундаментальную зависимость) и произвести расчет прочности или устойчивости элемента.

Методика определения усилий в элементах несущих конструкций изучалась в дисциплинах "Теоретическая механика", "Строительная механика", "Сопротивление материалов" и к моменту расчета строительных конструкций должна быть усвоена. Однако опыт показывает, что эти разделы обучающиеся усваивают недостаточно, поэтому к расчету колонн применяют формулы расчета изгибаемых элементов, и наоборот.

Умение умозрительно на основе имеющегося опыта и приобретенных ранее знаний оценить поведение конструкций под нагрузкой, т. е. произвести качественный анализ работы конструкций, в результате которого будет правильно установлено, какие внутренние усилия возникают в элементе, – признак зрелости специалиста. Для выработки профессиональных навыков в оценке работы конструкции и ее элементов под нагрузкой необходимо упражняться в решении специальных задач по следующей методике.

**Задача 1.1.** Для схемы несущей конструкции, изображенной на рисунке 1.6, произвести качественный анализ работы ее элементов.

1 Изобразить схему, назвать конструкцию и силовые воздействия нагрузок, которые она испытывает.

2 Назвать внутренние усилия  $M$ ,  $N$ ,  $Q$ , которые возникают в элементах, образующих конструкцию.

3 Построить характер эпюр внутренних усилий в элементах конструкции (эпюры изгибающих моментов строить на растянутом волокне). Указать наиболее опасные по прочности сечения элементов.

4 Для каждого элемента в соответствии с усилием написать формулы для расчета прочности или устойчивости.

Вариант задания – номер схемы (рисунок 1.6).

### 1.7 Геометрические характеристики сечений

Для расчета строительных конструкций необходимо знать не только усилия  $M$ ,  $N$ ,  $Q$ , но и геометрические характеристики сечений  $I_x$ ,  $W_x$ ,  $A$ ,  $i_x$ ,  $\lambda_x$ , которые входят в формулы по расчету конструкций (1.1)–(1.32).

Геометрические характеристики сечений могут быть взяты из сортамента профилей проката, определены из формулы (например, (1.16)); наиболее часто характеристики сечений вычисляют непосредственно из чертежа поперечного сечения элемента.

При вычислении характеристик рекомендуется придерживаться такой последовательности.

1 Вычертить масштабную схему сечения, указав в числах лишь необходимые размеры отдельных элементов, образующих сечение.

2 Если сечение имеет стандартные элементы, то следует выписать из сортамента самые необходимые данные профилей: осевые моменты инерции и площадь их сечения.

3 Вычислить центр тяжести всего сечения, если оно несимметричное. Предварительно устанавливают ось, относительно которой определяют статический момент площади. Обычно ее назначают или по крайней грани профиля, или через центр тяжести одного из элементов. В зависимости от положения оси статический момент площади может иметь положительное или отрицательное значение. Относительно центральной оси он равен нулю.

При параллельном переносе осей момент инерции элемента площадью  $A$  относительно оси  $x$

$$I_x = I_{x0} + Aa^2, \quad (1.34)$$

где  $a$  – расстояние между осями;  $I_{x0}$  – момент инерции сечения элемента относительно собственной оси.

Методику определения геометрических характеристик сечения рассмотрим на двух характерных примерах.

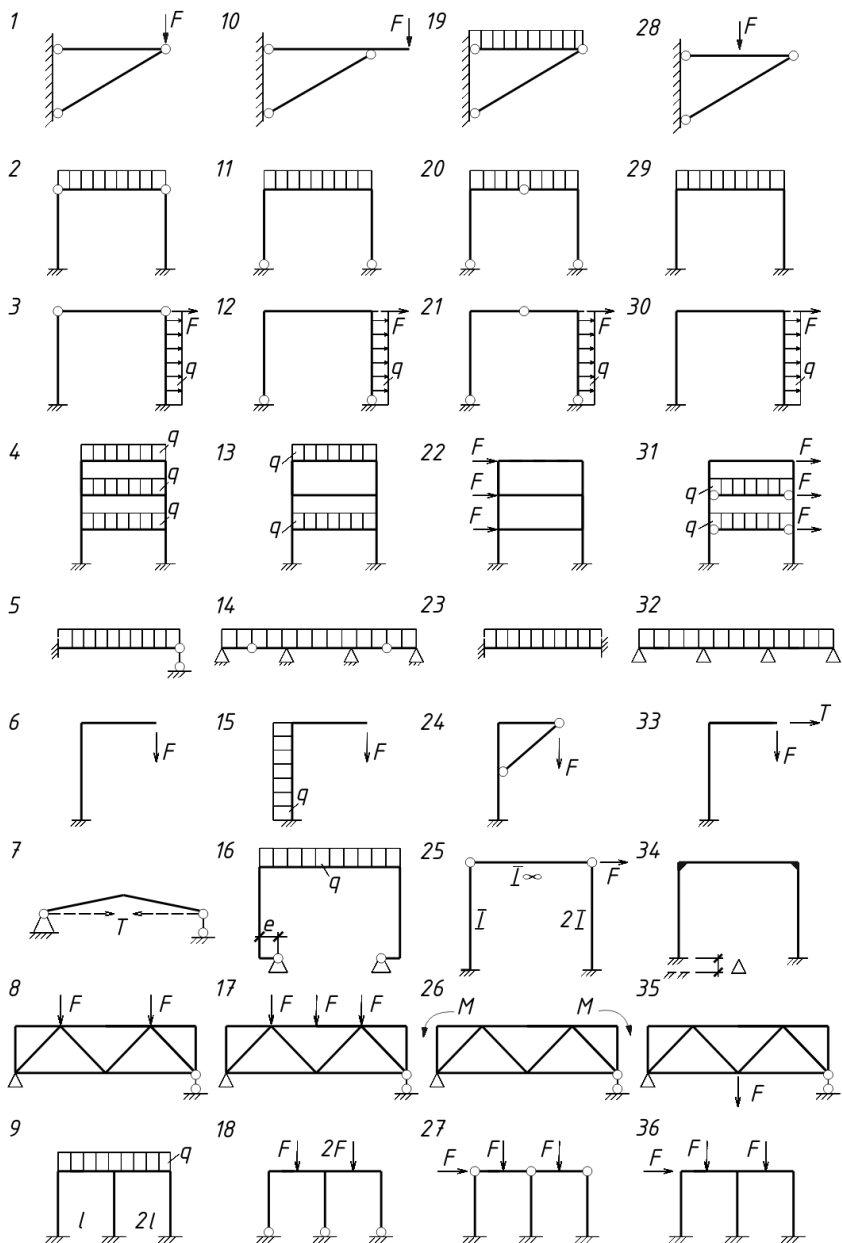


Рисунок 1.6 – Варианты задания к задаче 1.1

**Пример 1.1.** Определить осевые моменты инерции, радиусы инерции, а также максимальный и минимальный моменты сопротивления для сечения (рисунок 1.7).

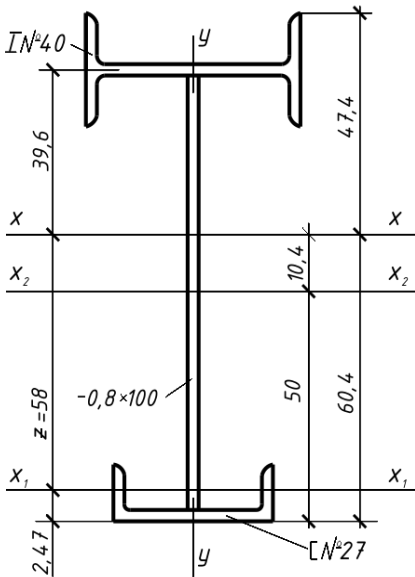


Рисунок 1.7 – Сечение элемента

**Решение.** Из сортамента выписываем характеристики элементов сечения:

для двутавра № 40:  $A = 72,6 \text{ см}^2$ ,  
 $I_x = 19062 \text{ см}^4$ ,  $I_y = 667 \text{ см}^4$ ;

для швеллера № 27:  $A = 35,2 \text{ см}^2$ ,  
 $I_x = 4160 \text{ см}^4$ ,  $I_y = 262 \text{ см}^4$ ;  $z_0 = 2,47 \text{ см}$ .

Площадь сечения

$$A = 72,6 + 35,2 + 0,8 \cdot 100 = 187,8 \text{ см}^2.$$

Приняв за ось отсчета ось  $x$ , проходящую через центр тяжести швеллера, вычислим статический момент

$$S_{x1} = 72,6(100 - 2,47) + 0,8 \cdot 100(50 - 2,47) - 0,8 \cdot 1,9 \cdot 0,95 = 10882 \text{ см}^3.$$

Координата центра тяжести

$$z = 10882/187,8 = 58 \text{ см}.$$

Необходимые расстояния от нейтральной оси для выполнения расчетов показаны на рисунке 1.7.

Вычисляем осевые моменты инерции:

$$I_x = 667 + 72,6 \cdot 39,6^2 + 0,8 \cdot 100^3/12 + 0,8 \cdot 100 \cdot 10,4^2 + 262 + 35,2 \cdot 58^2 = 308510 \text{ м}^4;$$

$$I_y = 19062 + 4160 = 23222 \text{ м}^4.$$

Радиусы инерции

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{308510}{187,8}} = 40,5 \text{ м}, \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{23222}{187,8}} = 11,12 \text{ м}.$$

Моменты сопротивления:

$$W_{x,\max} = \frac{I_x}{z_{\min}} = \frac{308510}{47,4} = 6508 \text{ м}^3; \quad W_{x,\min} = \frac{I_x}{z_{\max}} = \frac{308510}{60,4} = 5108 \text{ м}^3.$$

Если за ось отсчета взять ось  $x_2$ , проходящую через центр тяжести листа,

$$\text{то } S_{x2} = 72,6 \cdot 50 - 35,2(50 - 2,47) = 1952 \text{ м}^3, \quad z = 1957/187,8 = 10,4 \text{ м}.$$

**Пример 1.2.** Определить площадь сечения, осевой момент инерции и моменты сопротивления для крайних точек поперечного сечения сварного шва, прикрепляющего консоль к колонне (рисунок 1.8). Сварка ручная (катет шва  $k_f = 8$  мм, коэффициент формы шва  $\beta_f = 0,7$ ,  $\beta_z = 1,0$ ).

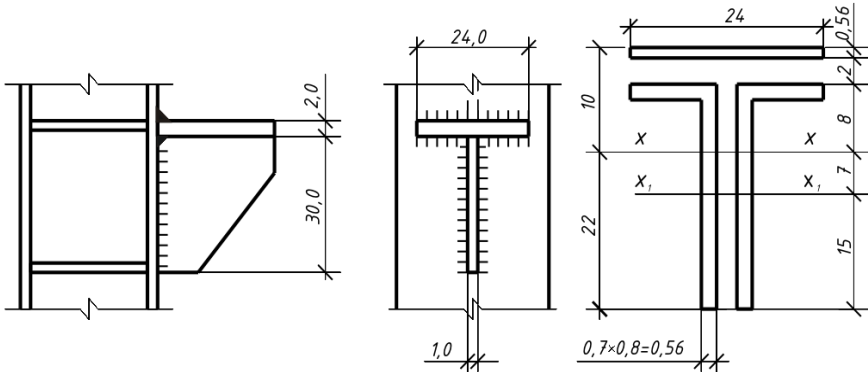


Рисунок 1.8 – Крепление консоли к колонне

*Решение.* Поскольку  $R_{wf}\beta_f = 18 \cdot 0,7 = 126$  МПа меньше  $R_{wf}\beta_f = 126$  МПа, то геометрические характеристики шва определим лишь по сечению металла шва, являющегося расчетным.

Толщина шва  $k_f\beta_f = 18 \cdot 0,7 = 0,56$  см. Статический момент определим относительно оси, проходящей через середину вертикальных швов:  $S_{x1} = 24 \cdot 0,56 \cdot 17 + (24 - 1) \cdot 0,56 \cdot 15 = 422 \text{ см}^3$ .

Площадь сечения шва  $A_w = 0,56(24 + 23 + 2 \cdot 30) = 60 \text{ см}^2$ .

Координата центра тяжести  $z = 422/60 = 7$  см.

Момент инерции

$$I_x = 2\left(0,56 \cdot 30^3/12 + 2 \cdot 30 \cdot 0,56 \cdot 7^2 + 0,56 \cdot 24 \cdot 10^2 + 0,56 \cdot 23 \cdot 8^2\right) = 6334 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления для крайних точек:

$$W_{x,\max} = \frac{I_x}{z_{\min}} = \frac{6334}{10} = 633 \text{ см}^3; \quad W_{x,\min} = \frac{I_x}{z_{\max}} = \frac{6336}{22} = 288 \text{ см}^3.$$

**Задача 1.2.** Для заданного поперечного сечения конструктивного элемента (рисунок 1.9) определить центр тяжести сечения, площадь поперечного сечения, осевые моменты инерции, радиусы инерции и моменты сопротивления для крайних точек сечения. Номера не обозначенных на схеме профилей принять по таблице 1.1 согласно варианту.



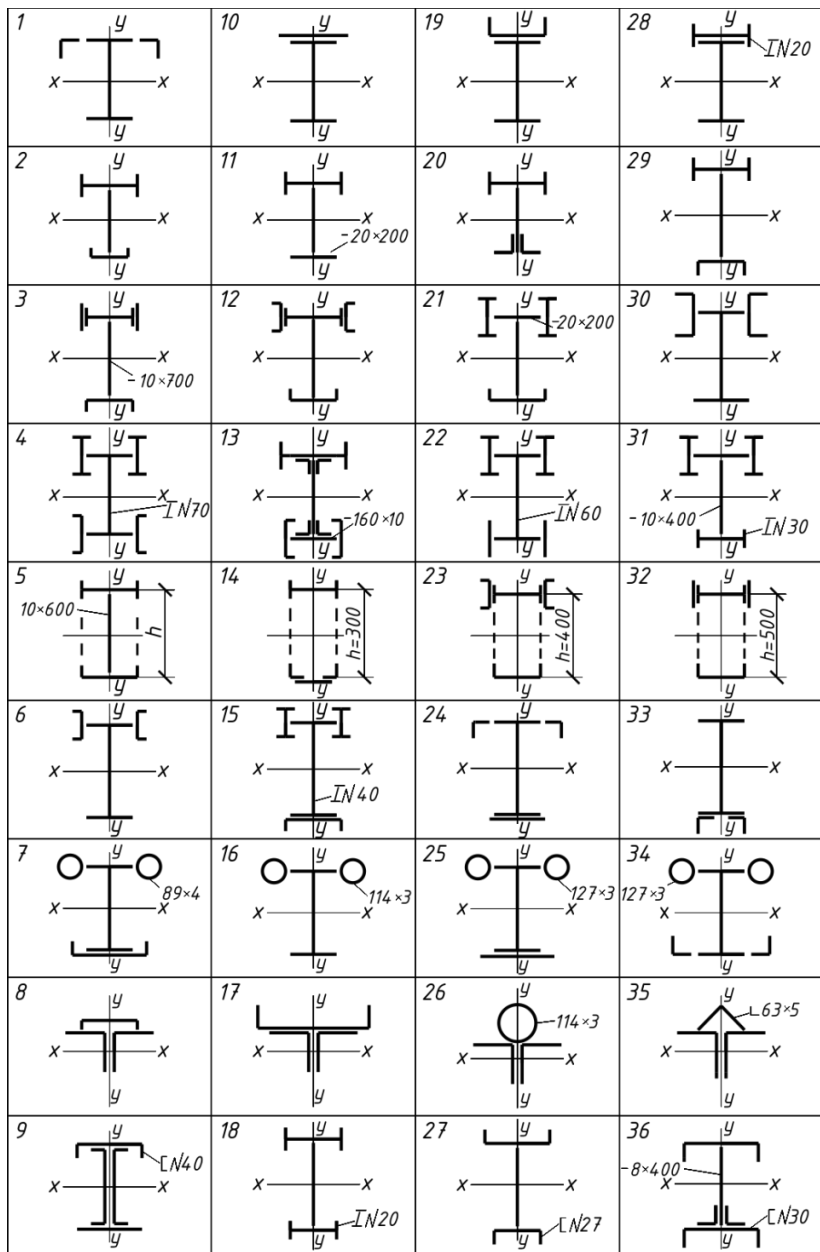


Рисунок 1.9 – Варианты заданий к задаче 1.2

Т а б л и ц а 1.1 – **Варианты заданий к задаче 1.2**

Вариант	Номер схемы на рисунке 1.9	Размеры профилей, мм				Вариант	Номер схемы на рисунке 1.9	Размеры профилей, мм			
		уголок	двутавр	швеллер	лист			уголок	двутавр	швеллер	лист
1	1	63×5	40			36	36	70×6		30	
2	2		18	30	10×400	37	1	90×7	45		
3	3		18	18	8×120	38	2		20	27	12×500
4	4		20	20		39	3		20	20	10×150
5	5		30	30		40	4		27	27	
6	6		45	20		41	6		50	24	
7	7		45	27		42	7		40	24	
8	8	125×8		24		43	8	140×8		27	
9	9			30	8×400	44	9			27	10×300
10	10		45		12×200	45	10		40		12×200
11	11		20		8×400	46	11		24		8×420
12	12		20	24	10×600	47	12		27	30	10×480
13	13	70×5	30	24	12×300	48	13	75×5	24	20	12×220
14	14	90×7	40		14×350	49	14	100×7	45		14×400
15	15		20	18		50	15		24	20	
16	16		36			51	16		40		
17	17	100×7		27		52	17	125×8		27	
18	18		24		10×400	53	18		27		12×500
19	19		40	30		54	19		45	30	
20	20	90×8	24		8×420	55	20	100*10	22		10×380
21	21		20	30	12×300	56	21		24	27	10×220
22	22		24		12×200	57	22		22		10×180
23	23		30	30		58	23		40	40	
24	24	70×6	45		16×200	59	24	75×6	40		12×240
25	25		40		16×240	60	25		45		14×200
26	26	140×9				61	27			40	10×400
27	27			30	12×400	62	28		40		
28	28		36			63	29		33	30	12×500
29	29		27	27	8×500	64	30		55	27	
30	30		60	24		65	31		27		14×300
31	31		24		12×300	66	32		40	40	10×200
32	32		27	27	14×150	67	33	90×7	55		16×200
33	33	75×6	60		12×200	68	34	63×6	60		
34	34	63×5	55			69	35	140×10			
35	35	125×9				70	36	75×6		40	

**Задача 1.3.** На рисунке 1.10 изображены несущие консоли, соединенные с колонной сваркой. Используя исходные данные таблицы 1.2, установить расчетное сечение шва (по металлу шва или по металлу границы сплавления). Изобразить расчетное сечение сварного шва и вычислить площадь сечения шва  $A_w$ , его центр тяжести  $z$ , осевые моменты инерции  $I_x, I_y$ , минимальный и максимальный моменты сопротивления  $W_{x,max}, W_{x,min}$  или полярные экстремальные моменты сопротивления  $W_{p,max}, W_{p,min}$ . При расчетах принять  $R_{wf} = 180$  МПа для нечетных вариантов и  $R_{wf} = 200$  МПа – для четных. Во всех вариантах  $t = 20$  мм.

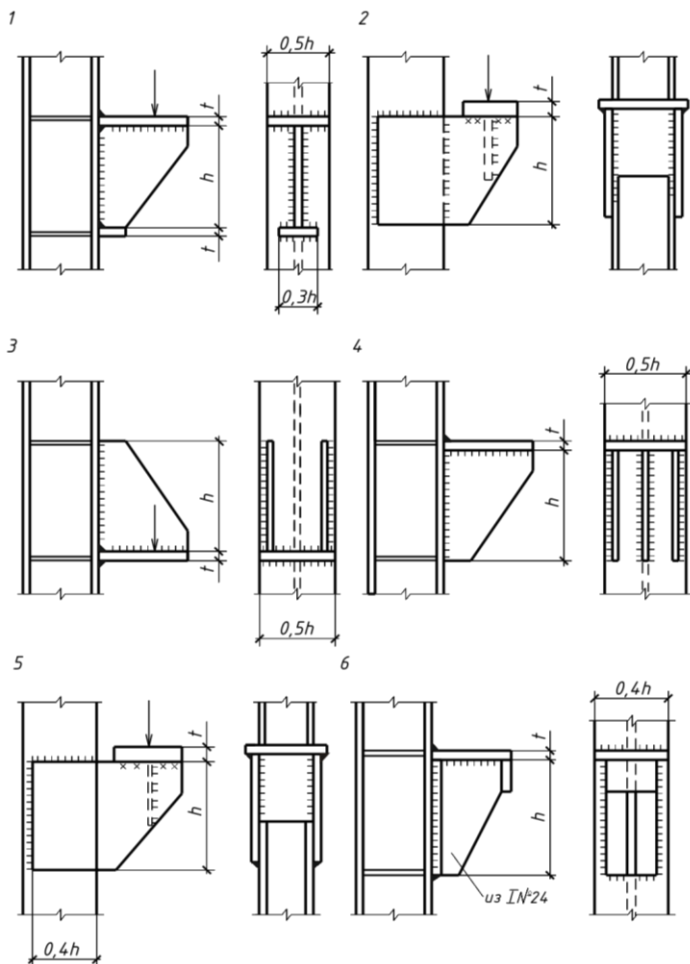


Рисунок 1.10 – Варианты заданий к задаче 1.3

Т а б л и ц а 1.2 – Варианты заданий к задаче 1.3

Вариант	Номер схемы на рисунке 1.10	Размеры, мм		$\beta_r/\beta_z$	$R_{0z}$ , МПа	Вариант	Номер схемы на рисунке 1.10	Размеры, мм		$\beta_r/\beta_z$	$R_{0z}$ , МПа
		$h$	$k$					$h$	$k$		
1	1	200	4	0,7/1,0	165	36	1	400	11	0,8/1,0	200
2	2	200	4		165	37	1	440	10		205
3	3	200	5		165	38	2	440	10		205
4	4	200	5		150	39	3	440	11		205
5	5	200	6		150	40	4	440	11		210
6	6	200	6		150	41	5	440	12		210
7	6	240	5	0,9/1	165	42	6	440	12		210
8	5	240	5		165	43	6	480	11		220
9	4	240	6		165	44	5	480	11		220
10	3	240	6		155	45	4	480	12		220
11	2	240	7		155	46	3	480	12		215
12	1	240	7		155	47	2	480	13		215
13	1	280	6		160	48	1	480	13		215
14	2	280	6		160	49	1	520	12		225
15	3	280	7		160	50	2	520	12		225
16	4	280	7		170	51	3	520	13	0,7/1	225
17	5	280	8		170	52	4	520	13		230
18	6	280	8		170	53	5	520	14		230
19	6	320	7		175	54	6	520	14		230
20	5	320	7		175	55	6	560	13		240
21	4	320	8		175	56	5	560	13		240
22	3	320	8		180	57	4	560	14		240
23	2	320	9		180	58	3	560	14		200
24	1	320	9		180	59	2	560	15		205
25	1	360	8		185	60	1	560	15		210
26	2	360	8		185	61	1	600	14		220
27	3	360	9	0,8/1	185	62	2	600	14		215
28	4	360	9		190	63	3	600	15		225
29	5	360	10		190	64	4	600	15		230
30	6	360	10		190	65	5	600	16		240
31	6	400	9		195	66	6	600	16		230
32	5	400	9		195	67	6	640	15		230
33	4	400	10		195	68	5	640	15		235
34	3	400	10		200	69	4	640	16		235
35	2	400	11		200	70	3	640	16		235

## 2 РАСЧЕТ ПРОКАТНЫХ БАЛОК, РАСТЯНУТЫХ И СЖАТЫХ СТЕРЖНЕЙ

В данной главе рассмотрены расчеты как отдельно работающих несущих элементов, выполненных из готовых профилей (настилы, прогоны, балки), так и элементов, входящих в состав более сложных конструкций (фермы, рамы). Некоторые задачи имеют элементы исследований, что позволяет глубже понять работу конструкций и взаимосвязь напряженного состояния с конструктивной формой элементов.

### 2.1 Примеры расчета прокатных балок и сжатых стержней

**Пример 2.1.** Для нормальной балочной клетки со стальным настилом (рисунок 2.1) произвести расчет настила и его балок. Поверхностная нормативная нагрузка на настил  $\bar{p}_n = 25 \text{ ед}$ , коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_{fp} = 1,2$ , предельный прогиб настила –  $1/150$ , настил – из стали С235 толщиной 12 мм с расчетным сопротивлением  $R_y = 220 \text{ МПа}$ ;  $\gamma_c = 1$ .

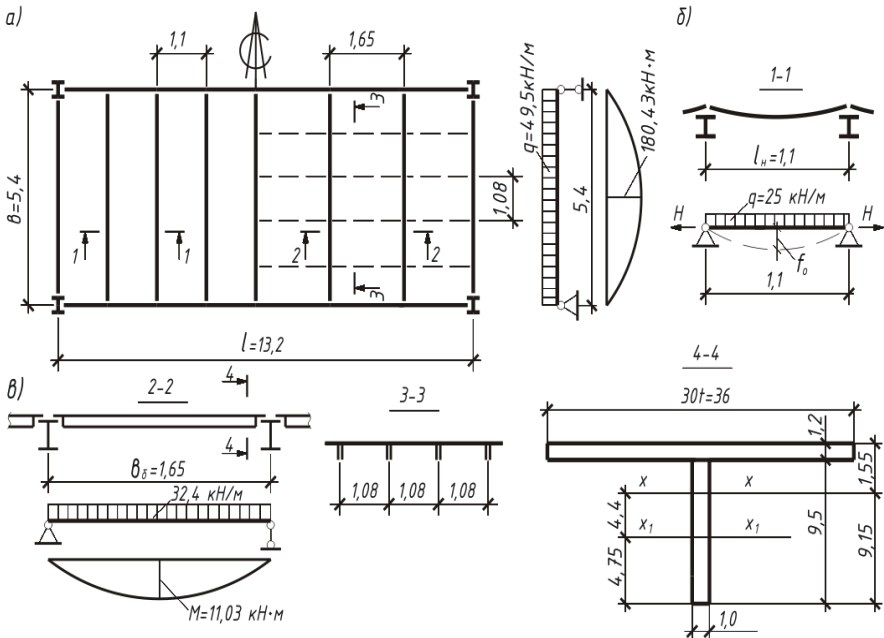


Рисунок 2.1 – Балочная клетка:

а – схема плоского настила; б и в – к расчету плоского настила

*Решение.* Стальной настил, будучи приварен к балкам, работает на растяжение с изгибом. Предельным его состоянием является не прочность, а жесткость. Поэтому пролет настила  $l_n$  следует определять из условия требуемой жесткости (прогибов). Для предельного прогиба 1/150 требуемый по условиям жесткости пролет настила

$$l_n = 40t_n \left( 1 + \frac{100}{3\bar{p}_n} \right); \quad (2.1)$$

для прогиба 1/200

$$l_n = 53,5t_n \left( 1 + \frac{100}{9,8\bar{p}_n} \right), \quad (2.2)$$

где  $\bar{p}_n$  – нормативная нагрузка, кПа.

$$\text{Для условий нашей задачи } l_n = 40 \cdot 1,2 \left( 1 + \frac{100}{3 \cdot 25} \right) = 112 \text{ мм}.$$

Настил может быть плоским, в этом случае он приваривается к балкам, и ребристым, когда лист настила подкреплен снизу ребрами из плоской стали или уголка. Рассмотрим оба варианта.

*Расчет плоского настила* (см. рисунок 2.1, б). Примем  $l_n = 110$  см, что кратно пролету главной балки  $n = 13,2/1,1 = 12$ , при которой достигается унифицированная схема балочной клетки. На рисунке 2.1, а плоский настил изображен на левой части плана. Вычисляем цилиндрическую жесткость настила. При значении коэффициента Пуассона  $\mu = 0,3$

$$E_1 I = \frac{EI}{1-\mu^2} = \frac{2,06 \cdot 10^5}{1-0,3^2} 10^3 \cdot \frac{1 \cdot 1,2^3}{12} 10^8 = 0,326 \text{ êÍ} \cdot \text{ì}^2.$$

Определим балочный прогиб и расчетный изгибающий момент при значении погонной нагрузки на ширине полосы  $p_n = \bar{p}_n \cdot 1 = 25 \cdot 1 = 25 \text{ êÍ} / \text{ì}$

$$f_0 = \frac{5p_n l_n^4}{384 E_1 I} = \frac{5 \cdot 25 \cdot 1,1^4}{384 \cdot 0,326} = 1,46 \text{ мм},$$

$$M_0 = \frac{\gamma_f p_n l_n^2}{8} = \frac{1,2 \cdot 25 \cdot 1,1^2}{8} = 4,54 \text{ êÍ} \cdot \text{ì}.$$

Влияние распора учтем коэффициентом  $\alpha$ , определяемым из уравнения

$$\alpha(1+\alpha)^2 = 3 \frac{f_0^2}{t_n^2}, \quad (2.3)$$

$$\alpha(1+\alpha)^2 = 3 \frac{1,46^2}{1,2^2} = 4,44, \text{ откуда } \alpha = 1,06.$$

Изгибающий момент и прогиб с учетом распора

$$M = \frac{M_0}{1+\alpha} = \frac{4,54}{1+1,06} = 2,2 \text{ êÍ} \cdot \text{ì} ; f = \frac{f_0}{1+\alpha} = \frac{1,46}{1+1,06} = 0,71 \text{ ñ} .$$

Относительный прогиб  $\frac{f}{l} = \frac{0,71}{110} = \frac{1}{155} < \frac{1}{150}$  .

Распор на 1 см ширины вычисляем по формуле

$$H = \frac{\gamma_{fp} \pi E_1 I \alpha}{l_n^2} = \frac{1,2 \cdot 3,14 \cdot 0,326 \cdot 1,06}{1,1^2} = 3,4 \text{ êÍ} / \text{ñ} .$$

Напряжение в настиле

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} = \frac{H}{AR_y \gamma_c} + \frac{M}{WR_y \gamma_c} = \frac{3,4 \cdot 10^{-3}}{1,2 \cdot 1 \cdot 10^{-4} \cdot 220} + \frac{2,2 \cdot 10^{-3} \cdot 6}{1,2^2 \cdot 1 \cdot 10^{-6} \cdot 220} = 0,545 < 1.$$

Расчеты показывают, что предельным состоянием является жесткость, а не прочность настила.

*Расчет ребристого настила* (см. рисунок 2.1, а, в). На рисунке 2.1, а ребристый настил изображен на правой части схемы. Пролет настила (шаг ребер) для кратности его шагу главной балки (5,4 м) принят меньше расчетного и равным  $l_n = 1,08$  м, откуда  $5,4/1,08 = 5$ .

Оптимальный шаг второстепенных балок  $b$  при наличии ребристого настила определяем по готовым формулам [8] или из сравнения вариантов. При шаге главных балок  $B = 5,4$  м и  $l_n = 1,08$  м шаг балок ребристого настила по формулам [8]  $b = 0,4\sqrt[5]{l_n B^4} = 0,4\sqrt[5]{1,08 \cdot 5,4^4} = 1,57 \text{ ì} .$

Для кратности длине главной балки шаг несколько больше  $b = 1,65$  м, откуда  $13,2/1,65 = 8$ . На оптимальность решения это сильно не влияет. Ребро рассчитываем как шарнирно опертую балку таврового сечения (см. рисунок 2.1, б) на нагрузку, собранную с грузовой полосы, равной шагу ребер – 1,08 м

$$p_r = \gamma_f \bar{p}_n l_n = 1,2 \cdot 25 \cdot 1,08 = 32,4 \text{ êÍ} / \text{ì} .$$

Изгибающий момент  $\dot{M}_r = \frac{p_r b^2}{8} = \frac{32,4 \cdot 1,65^2}{8} = 11,03 \text{ êÍ} \cdot \text{ì} .$

Требуемый момент сопротивления по формуле (1.17) при  $c_1 = 1,6$  (см. таблицу 66 [6])  $W_{req} = \frac{11,03 \cdot 10^3}{1,6 \cdot 220 \cdot 1,0} = 31,3 \text{ ñ} .$

Размеры ребра, см: высота  $h_r = 2,85\sqrt[3]{W_{req}} = 2,85\sqrt[3]{31,3} = 8,9$ ; толщина  $t_r = \frac{h_r}{8} = \frac{8,9}{8} = 1,1$ . Принято – 95×10 мм, что соответствует стандарту.

Проверяем прочность и жесткость ребра. Сечение ребра показано на рисунке 2.1, в. Координата центра тяжести при площади сечения ребра  $A = 52,7 \text{ см}^2$

$$z = \frac{S_{x1}}{A} = \frac{36 \cdot 1,2 \cdot 5,35}{52,7} = 4,4 \text{ м}.$$

Момент инерции ребра  $I_x = 36 \cdot 1,2 \cdot 0,95^2 + 1 \cdot 9,5^2 / 12 + 1 \cdot 9,5 \cdot 4,4^2 = 295 \text{ м}^4$ .

Момент сопротивления  $W_x = I_x / y = 295,4 / 9,15 = 32,3 \text{ м}^3$ .

Прочность обеспечена.

Жесткость настила от нормативной нагрузки также обеспечена. По формуле (1.6) имеем  $\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot 32,4 \cdot 1,65^3 \cdot 10^5}{384 \cdot 1,2 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 295,4} = \frac{1}{385} < \frac{1}{200}$ .

*Расчет балки ребристого настила.* Поскольку нагрузка – статическая и устойчивость балки обеспечена приваренным к балке настилом, то допустим расчет балки как в упругой, так и в упругопластической стадии работы. Расчетная схема балки приведена на рисунке 2.1, а. Расчетная нагрузка и изгибающий момент балки пролетом 5,4 м при грузовой полосе  $b = 1,65 \text{ м}$

$$q = 25 \cdot 1,2 \cdot 1,65 = 49,5 \text{ кН/м}; \quad M = \frac{49,5^2 \cdot 5,4^2}{8} = 180,43 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

*Расчет в упругой стадии.* По формуле (1.16) требуемый момент сопротивления  $W_{req} = \frac{180,43 \cdot 10^3}{220 \cdot 1,0} = 833,8 \text{ м}^3$ .

По сортаменту принят двугавр № 40:  $W_x = 953 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 19062 \text{ см}^4$ ; масса – 57 кг/м.

Прогиб от нормативной нагрузки по формуле (1.6)

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot 49,5 \cdot 5,4^3 \cdot 10^5}{384 \cdot 1,2 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 19062} = \frac{1}{462} < \frac{1}{200}.$$

*Расчет балки с учетом пластических деформаций.* Если  $c_1 = 1,1$ , требуемый момент сопротивления  $W_{req} = \frac{180,43 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 220 \cdot 1,0} = 745 \text{ м}^3$ .

По сортаменту принят двугавр № 36:  $W_x = 743 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 13380 \text{ см}^4$ ; масса – 48,6 кг/м.



Соотношение площадей полки и пояса двутавра № 36

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{14,5 \cdot 1,23}{(36 - 2 \cdot 1,23) \cdot 0,75} = 0,709.$$

Поскольку в середине балки  $\tau < 0,5R_s$ , то коэффициент  $c_1$  принимают по таблице 66 [6]. В нашем случае  $c_1 = 1,09$ .

Прочность не обеспечена:  $\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} = \frac{180,43 \cdot 10^3}{1,09 \cdot 743 \cdot 220} = 1,01 > 1.$

Принимаем по сортаменту двутавр № 40.

**Пример 2.2.** В балочной клетке второстепенные балки с шагом 3 м опираются на главные этажно, поэтому они работают как неразрезные трехпролетные (рисунок 2.2, а). Требуется рассчитать второстепенные балки для двух стадий: упругой и упругопластической. Расчетная поверхностная нагрузка на балку – статическая: постоянная  $\bar{g} = 12 \text{ êĬ } \text{à}$ , временная –  $\bar{p} = 16 \text{ êĬ } \text{à}$ .

Материал конструкций – сталь марки С275 ( $R_y = 260 \text{ МПа}$ ;  $R_s = 150 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_c = 1,0$ ).

Общая устойчивость балок обеспечена связями.

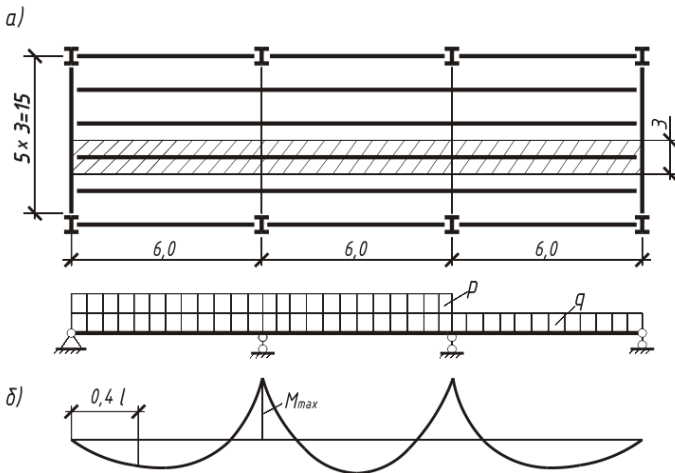


Рисунок 2.2 – К расчету неразрезных балок

*Решение.* Грузовая полоса балки равна ее шагу, поэтому погонная нагрузка – на второстепенную балку, кН/м: постоянная –  $g = 12 \cdot 3 = 36$ , временная –  $p = 16 \cdot 3 = 48$ .

Расчет балки в упругой стадии работы. Усилия в неразрезных балках с равными пролетами устанавливаются по таблицам справочников, например [5]. Поскольку балка постоянного сечения, то при ее расчете необходимо знать наибольший изгибающий момент. Он будет над промежуточной опорой балки и с учетом невыгодного расположения временной нагрузки (см. рисунок 2.2, б) имеет значение

$$M_{\max} = 0,1gl^2 + 0,117pl^2 = (0,1 \cdot 36 + 0,117 \cdot 48) \cdot 6^2 = 331,6 \text{ êÍ} \cdot \text{ì} .$$

Поперечная сила на средней опоре слева

$$Q = 0,6gl + 0,617pl = (0,6 \cdot 36 + 0,617 \cdot 48) \cdot 6 = 307 \text{ êÍ} .$$

Требуемый момент сопротивления по формуле (1.16)

$$W_{\text{req}} = \frac{331,6 \cdot 10^3}{260} = 1275 \text{ ñ}^3 .$$

По сортаменту принят двугавр № 45Б2:  $W_x = 1280 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 28840 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 722 \text{ см}^3$ ; толщина стенки  $d = 0,76 \text{ см}$ ; масса 65 кг/м.

Касательные напряжения над промежуточной опорой по формуле (1.2)

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} = \frac{307 \cdot 722 \cdot 10}{28840 \cdot 0,76 \cdot 150} = 0,673 < 1 .$$

Расчет в упругопластической стадии работы. Из предыдущего расчета видно, что касательные напряжения  $\tau < 0,9R_s$  ( $101 \text{ МПа} < 135 \text{ МПа}$ ). Расчет ведем с применением формул (1.8) и (1.17), при этом расчетный изгибающий момент определим по формуле (1.11). Вычисляем значение изгибающих моментов в однопролетных шарнирно-опертых балках. Поскольку пролеты равны,

$$M_1 = M_2 = \frac{(g + p) \cdot l^2}{8} = \frac{(36 + 48) \cdot 6^2}{8} = 378 \text{ êÍ} \cdot \text{ì} .$$

Условный изгибающий момент по формуле (1.13) при  $a = 3 \text{ м}$

$$\dot{I}_{ef} = \frac{378}{1 + 3/6} = 252 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Коэффициент перераспределения моментов по формуле (1.12) при

$$M_{\max} = 331,6 \text{ êÍ} \cdot \text{ì} ; \alpha = 0,5 \left( 1 + \frac{252}{331,6} \right) = 0,88 .$$

Расчетный изгибающий момент по формуле (1.11)

$$M = \alpha M_{\max} = 0,88 \cdot 331,6 = 292 \text{ е́т } \cdot \text{ м}.$$

Задавшись  $c_1 = 1,05$ , по формуле (1.17) определяем требуемый момент сопротивления  $W_{req} = \frac{292 \cdot 10^3}{260 \cdot 1,05} = 1069 \text{ см}^3$ .

По сортаменту принят двутавр № 45Б1:  $W_x = 1110 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 24690 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 629 \text{ см}^3$ ; толщина стенки  $d = 0,76 \text{ см}$ ; масса – 58,5 кг/м.

Уточняем значение коэффициента  $c_1$ . Из предыдущего расчета видно, что касательные напряжения находятся в пределе  $0,5R_s < \tau < 0,9R_s$ , поэтому в сечениях, где действуют изгибающий момент и поперечная сила, согласно п. 5.18\* [6]  $c_1 = 1,05\beta c$ .

По формулам (42) и (44) [6] вычисляем величины  $\beta$  и  $c$ .

Для принятого двутавра отношение площади сечения полки и стенки

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{18 \cdot 1,1}{(44,54 - 2 \cdot 1,1) \cdot 0,76} = 0,62.$$

По таблице 66 [6]  $c = 1,10$ .

Средние касательные напряжения  $\tau = \frac{Q}{th} = \frac{307 \cdot 10}{0,76 \cdot 42,34} = 95,5 \text{ е́т } \cdot \text{ м}^2$ .

Коэффициент  $\beta$  по формуле (44) [6] при  $\alpha = 0,7$  и  $\frac{\tau}{R_s} = \frac{95,5}{150} = 0,64$

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - (\tau/R_s)^2}{1 - \alpha(\tau/R_s)^2}} = \sqrt{\frac{1 - 0,64^2}{1 - 0,7 \cdot 0,64^2}} = 0,91.$$

Тогда  $\tilde{n}_1 = 1,05 \cdot 0,91 \cdot 1,1 = 1,05$ .

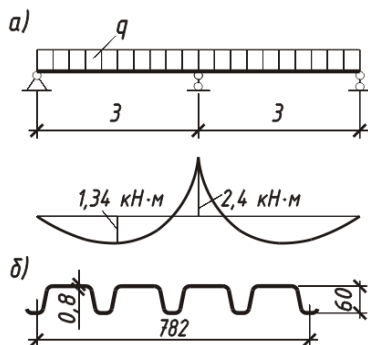
Проверяем условие прочности по формуле (1.8):

$$\frac{M}{c_1 W_x R_y \gamma_c} = \frac{292 \cdot 10^3}{1,05 \cdot 1110 \cdot 260} = 0,963 < 1.$$

Данный способ расчета дает возможность снизить массу балки на  $\frac{65}{58,5} \cdot 100 = 11 \%$ .

**Пример 2.3.** Подобрать марку стального профилированного оцинкованного настила покрытия производственного здания. Состав покрытия: гидроизоляционный «Биполикрин»; утеплитель – минераловатные плиты повышенной жесткости плотностью 300 кг/м, толщиной 10 см; настил толщиной 9 мм, весом ориентировочно 0,14 кН/м уложен на прогоны из швеллеров № 20 с шагом 3 м. Снеговая нагрузка – 0,8 кПа. Уклон кровли – 1,5 %, длина настила – 6,3 м. Расчетная схема приведена на рисунке 2.3.

Рисунок 2.3 – К расчету профилированного настила:  
 а – расчетная схема и эпюра моментов;  
 б – размеры профилированного настила



*Решение.* Профилированный настил работает на изгиб. Подсчет нагрузки производим в табличной форме, придавая этой операции особое значение, поскольку точность определения нагрузки лежит в основании расчета. Коэффициенты надежности по нагрузке приняты согласно [7].

Т а б л и ц а 2.1 – Подсчет нагрузки на настил, кН/м

Наименование нагрузок	Нормативная	$\gamma_f$	Расчетная
<i>Постоянные</i>			
Рулонный ковер «Биполикрин»	0,10	1,30	0,13
Цементно-песчаная стяжка $t = 20$ мм, $\gamma = 18,00$ кН/м <sup>3</sup>	0,36	1,30	0,47
Утеплитель – минераловатные плиты $t = 100$ мм, $\gamma = 3,00$ кН/м <sup>3</sup>	0,30	1,20	0,36
Настил $t = 9$ мм	0,14	1,05	0,15
Прогон (18, 4/3)	0,06	1,05	0,06
<i>Итого</i>	0,96		1,17
<i>Временная</i>			
Снег $S_0$	0,8	1,5	1,2
<i>Итого</i>	1,76		2,37

Расчетная погонная нагрузка на метр ширины настила  $q = 2,37 \cdot 1 = 2,37$  кН/м.

Изгибающие моменты на опоре и в пролете, как в двухпролетной неразрезной балке:

$$M_{sup} = 0,125ql^2 = 0,125 \cdot 2,37 \cdot 3^2 = 2,67 \text{ êÍ } \hat{h} ;$$

$$M_{sp} = 0,07ql^2 = 0,07 \cdot 2,37 \cdot 3^2 = 1,49 \text{ êÍ } \hat{h} .$$

По максимальному изгибающему моменту при  $R_y = 210 \text{ МПа}$

$$W_{req} = \frac{M}{R_y \gamma_c} = \frac{2,67 \cdot 10^3}{210 \cdot 1,0} = 12,7 \text{ м}^3 .$$

По сортаменту принят настил типа Н60 – 845–0,7, где 60 – высота; 845 – ширина; 0,7 – толщина настила. Минимальные моменты сопротивления:  $16,5 \text{ см}^3$  – для сжатой широкой полки настила;  $14,6 \text{ см}^3$  – для сжатой узкой полки. Прогиб настила при двухпролетной схеме его работы можно не проверять, он обеспечен с большим запасом.

**Пример 2.4.** По ферме с уклоном верхнего пояса 1:4 уложены прогоны из двутавра (рисунок 2.4, а). Шаг ферм – 6 м, прогонов – 3 м. Прогон работает на изгиб в двух плоскостях. Для уменьшения скатной составляющей предусмотрены тязи по одному в пролете, которые выполняют роль опор прогона в плоскости ската. Длина двутавровых профилей – 12 м; материал – сталь С235,  $R_y = 220 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_c = 1,0$ . Расчетная нагрузка принята из примера 2.3: постоянная –  $g = 1,17 \text{ кН/м}$ , временная –  $s = 1,2 \text{ кН/м}$ . Подобрать сечение прогона из двутавра и тязя из круглой стали.

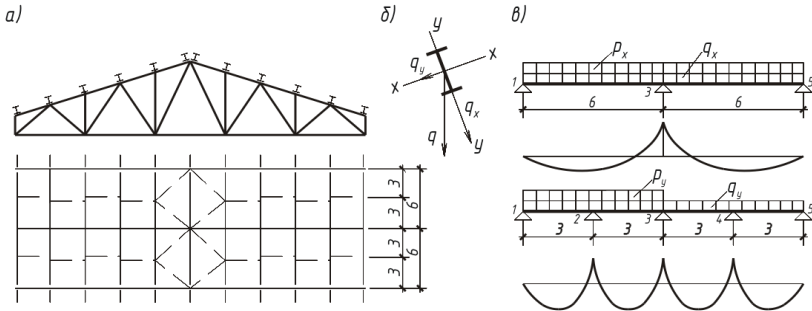


Рисунок 2.4 – К примеру 2.4

*Решение.* Поскольку нагрузка статическая, расчет ведем с учетом пластических деформаций. Длина прогона и схема его опирания позволяет (см. рисунок 2.4) рассматривать работу прогона от вертикальной составляющей нагрузки как двухпролетную балку, от скатной (горизонтальной) составляющей нагрузки – как четырехпролетную балку с шарнирным опиранием на концах.

При уклоне верхнего пояса 1:4 угол  $\alpha = 14$ , составляющие погонной нагрузки:

– вертикальной (рисунок 2.4, б) –  $g_x = 3g \cos \alpha = 3 \cdot 1,17 \cdot 0,97 = 3,41 \text{ êÍ } \cdot \text{ì}$  ,

$p_x = 3 \cdot 1,2 \cdot 0,97 = 3,71 \text{ êÍ } \cdot \text{ì}$  ;

– скатной –  $g_y = 3 \cdot 1,17 \cdot 0,24 = 0,84 \text{ êÍ } \cdot \text{ì}$  ,  $p_y = 3 \cdot 1,2 \cdot 0,24 = 0,86 \text{ êÍ } \cdot \text{ì}$  .

Максимальный изгибающий момент с учетом невыгодного расположения временной нагрузки на опоре двухпролетной балки от вертикальной нагрузки (рисунок 2.4, в):

$$M_x = 0,125 \cdot l^2 (g_x + p_x) = 0,125 \cdot 6^2 (3,41 + 3,71) = 32,04 \text{ êÍ } \cdot \text{ì} .$$

Расчетный изгибающий момент в однопролетной шарнирно опертой балке от вертикальной составляющей

$$M_{x1} = M_{x2} = (g_x + p_x) l^2 / 8 = (3,41 + 3,71) 6^2 / 8 = 32,04 \text{ êÍ } \cdot \text{ì} .$$

Условный изгибающий момент при  $\alpha = l/2 = 6/2 = 3 \text{ ì}$  по формуле (1.13)

$$M_{ef} = \frac{32,04}{1 + 3/6} = 21,36 \text{ êÍ } \cdot \text{ì} .$$

Коэффициент перераспределения моментов от вертикальной нагрузки по формуле (1.12)  $\alpha_x = 0,5 \left( 1 + \frac{21,36}{32,04} \right) = 0,83$ .

Расчетный изгибающий момент от вертикальной составляющей нагрузки по формуле (1.11)  $M_x = 0,83 \cdot 21,36 = 17,73 \text{ êÍ } \cdot \text{ì}$  .

Расчетный изгибающий момент от скатной составляющей нагрузки

$$M_{y1} = M_{y2} = (g_y + p_y) l^2 / 8 = (0,84 + 0,86) 6^2 / 8 = 1,91 \text{ êÍ } \cdot \text{ì} .$$

Условный изгибающий момент  $M_{ef} = \frac{1,91}{1 + 1,5/3} = 1,27 \text{ êÍ } \cdot \text{ì}$  .

Коэффициент перераспределения  $\alpha_y = 0,5 \left( 1 + \frac{1,27}{1,91} \right) = 0,83$ .

Расчетный изгибающий момент от скатной составляющей

$$M_y = 0,83 \cdot 1,91 = 1,59 \text{ êÍ } \cdot \text{ì} .$$

Для подбора сечения используем формулу (1.18), приняв  $k_y = 6$ ,  $c_x = 1,1$ ,

$$W_{req} = \frac{17,73 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 220 \cdot 1,0} \cdot \left( 1 + \frac{1,59}{17,73} \right) = 96,6 \text{ ì}^3 .$$

По сортаменту принят двугавр № 16, для которого  $W_x = 109 \text{ см}^3$ ,  $W_y = 14,5 \text{ см}^3$ .

По таблице 66 [6] в зависимости от соотношения  $A_f/A_w = 0,88$  имеем  $c_x = 1,08$ ,  $c_y = 1,47$ .

Прочность прогона по формуле (1.9) обеспечена:

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} = \frac{17,73 \cdot 10^3}{1,08 \cdot 109 \cdot 220} + \frac{1,59 \cdot 10^3}{1,47 \cdot 14,5 \cdot 220} = 1,02 > 1.$$

Так как прочность не обеспечена, принимаем в качестве прогона двутавр № 18.

Если прогон выполнялся бы из несимметричного сечения (из швеллера), то согласно требованиям СНиП [6] п. 5.18\*, 5.22 расчет можно вести с учетом перераспределения изгибающих моментов, но при  $c_x = c_y = 1$ . В таком случае был бы принят швеллер № 20. Расход стали в обоих случаях был бы одинаков.

*Расчет сечения тяжа.* Тяж рассчитываем на растягивающее усилие, равное опорному давлению от скатной составляющей

$$N_{\max} = 1,143(g_y + p_y)l_1 = 1,143(0,84 + 0,86) \cdot 3 = 5,83 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Сечение тяжа находим, используя формулу (1.20):

$$A_{\text{req}} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{5,83 \cdot 10}{220 \cdot 1,0} = 0,27 \text{ м}^2.$$

По условиям коррозии и жесткости тяж принят из круглой стали диаметром 16 мм,  $A = 1,57 \text{ см}^2$ .

**Пример 2.5.** На рисунке 2.5, а изображена схема фермы, пояса которой выполнены из прокатных тавров, решетка – из парных уголков таврового типа. К верхнему поясу приложена узловая нагрузка от покрытия  $F = 40 \text{ кН}$ , к нижнему от тельфера –  $P = 6F = 240 \text{ кН}$ .

Верхний пояс развязан в каждом узле приваркой к нему железобетонных ребристых плит. Сталь фермы С235 ( $R_y = 220 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_c = 1$ ). Нижний пояс фермы ослаблен двумя отверстиями диаметром 18 мм в узле крепления монорейса. Подобрать сечение верхнего В1 и нижнего Н1 пояса фермы и раскоса Р2 (рисунок 2.5, б).

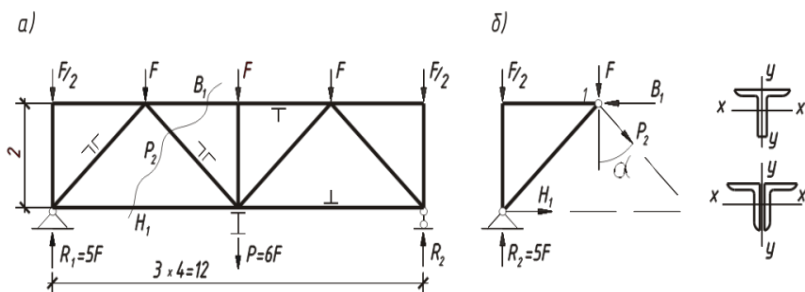


Рисунок 2.5 – К примеру 2.5

*Решение.* Определим усилия в элементах фермы методом сечений (см. рисунок 2.5, б). Определив опорные реакции, составляем уравнения равновесия относительно моментных точек 1 и 2:

$$\sum M_1 = H_1 \cdot 2 + 3F/2 - 5F \cdot 3 = 0; H_1 = 270 \text{ êÍ} \quad (\text{растяжение});$$

$$\sum M_2 = 3F + 6F/2 + 2B_1 - 5F \cdot 6 = 0; B_1 = 480 \text{ êÍ} \quad (\text{сжатие}).$$

Сумма проекций сил на вертикальную ось

$$\sum X = 5F - F/2 - F - P_2 \cdot 2/\sqrt{13} = 0; P_2 = 252 \text{ êÍ} \quad (\text{растяжение}).$$

Сечение нижнего растянутого пояса подбираем, применяя формулу (1.20):

$$A_{req} = \frac{H_1}{R_y \gamma_c} = \frac{270 \cdot 10}{220 \cdot 1,0} = 12,5 \text{ м}^2.$$

Принят тавр № 11, 5БТ2 (по ТУ 14-2-24-72), для которого площадь

$$A_n = 16,2 - 2 \cdot 0,9 \cdot 1,8 = 12,96 \text{ м}^2.$$

Сечение верхнего сжатого пояса определим по формуле (1.27):

$$A_{req} = \frac{B_1}{0,6 R_y \gamma_c} = \frac{480 \cdot 10}{0,6 \cdot 220 \cdot 1,0} = 36,46 \text{ м}^2.$$

По сортаменту предварительно принят тавр 20БТ3, для которого  $A = 36,7 \text{ см}^2$ ;  $i_x = 5,91 \text{ см}$ ;  $i_y = 3,68 \text{ см}$ .

Поскольку расчетные длины верхнего пояса в плоскости фермы и из плоскости фермы равны  $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 300 \text{ см}$ , то наибольшая гибкость будет относительно оси  $y-y$ :  $\lambda_y = 300/3,68 = 81,5$ ,  $\varphi = 0,7$  (приложение Б). Проверка устойчивости по формуле (1.21) показывает

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{480 \cdot 10}{0,7 \cdot 36,7 \cdot 220 \cdot 1} = 0,85 < 1.$$



Имеется запас прочности, поэтому уменьшаем сечение, приняв тавр 20БТ2, для которого  $A = 33,5 \text{ см}^2$ ,  $i_y = 3,65 \text{ см}$ ,  $\lambda_y = 82$ ,  $\varphi = 0,69$ .

Устойчивость при этом обеспечена с минимальным запасом

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{480 \cdot 10}{0,69 \cdot 33,5 \cdot 220 \cdot 1} = 0,945 < 1.$$

Сечение растянутого раскоса из двух равнополочных уголков рассчитываем по формуле (1.20):  $A_{req} = \frac{P_2}{R_y \gamma_c} = \frac{252 \cdot 10}{220 \cdot 1,0} = 11,45 \text{ м}^2$ .

Приняты два равнополочных уголка  $63 \times 5$  ( $2A = 12,26 \text{ см}^2$ ;  $i_x = 1,94 \text{ см}$ ). Для обеспечения совместной работы стержней парных уголков их соединяют прокладками с помощью сварки. Расстояние между прокладками: для растянутых стержней для сжатых  $40i_x$  ( $i_x$  = радиус инерции уголка относительно оси параллельной прокладке). В данном случае число прокладок при длине раскоса  $l_2 = 360 \text{ см}$   $n = \frac{360}{80 \cdot 1,94} = 2,3$ .

Принято  $n = 3$ .

**Пример 2.6.** Подобрать сечение центрально сжатой колонны рабочей площадки из трех сваренных между собой двутавров. Расчетная схема колонны и ее сечение показаны на рисунке 2.6, а. Материал – сталь С345 ( $R_y = 300 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_c = 1$ ).

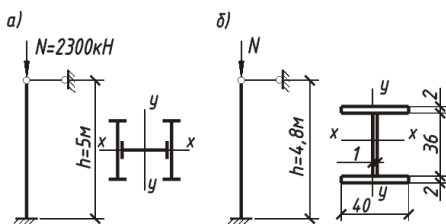


Рисунок 2.6 – К примерам 2.6, 2,7

*Решение.* По формуле (1.27) требуемая площадь  $A_{req} = \frac{2300 \cdot 10}{0,8 \cdot 300} = 96 \text{ м}^2$ .

По сортаменту принято три двутавра № 24 с общей площадью  $A = 3 \cdot 34,8 = 104,4 \text{ см}^2$  и моментами инерции одного профиля  $I_{x1} = 3460 \text{ см}^4$ ;  $I_y = 198 \text{ см}^4$ . Вычисляем геометрические характеристики составного сечения:

$$I_x = 2 \cdot 3460 + 198 = 7180 \text{ м}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot 34,8 \left( \frac{24}{2} \right)^2 + 2 \cdot 198 + 3460 = 13878,4 \text{ м}^4.$$

Минимальный радиус инерции относительно оси  $x$   $i_x = \sqrt{\frac{7180}{3 \cdot 34,8}} = 8,3 \text{ м}$ .

При одинаковых расчетных длинах колонн относительно обеих центральных осей  $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 0,7 \cdot 500 = 350 \text{ м}$ , наибольшая гибкость

$$\lambda_x = \frac{350}{8,3} = 42; \quad \varphi = 0,87.$$

Проверка устойчивости по формуле (1.21) дает недонапряжение

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} = \frac{2300 \cdot 10}{0,87 \cdot 3 \cdot 34,8 \cdot 300 \cdot 1} = 0,843 < 1.$$

Корректируем сечение. Принимаем меньший профиль двутавр № 22, для которого  $A = 3 \cdot 30,6 = 91,6 \text{ см}^2$ ;  $I_x = 2 \cdot 2550 + 157 = 5257 \text{ см}^4$ ;

$$i_x = \sqrt{\frac{5257}{91,6}} = 7,6 \text{ м}; \quad \lambda_x = \frac{350}{7,6} = 46; \quad \varphi = 0,85.$$

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} = \frac{2300 \cdot 10}{0,85 \cdot 3 \cdot 30,6 \cdot 300 \cdot 1} = 0,983 < 1.$$

Устойчивость обеспечена с минимальным запасом.

**Пример 2.7.** Определить несущую способность колонны длиной 4,8 м. Расчетная схема и сечение колонны даны на рисунке 2.6, б. Материал – сталь С345 ( $R_y = 310 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_c = 1$ ).

*Решение.* Предельную силу (несущую способность, грузоподъемность колонны) определяем по формуле (1.28). Предварительно вычислим геометрические характеристики сечения:

$$A = 2 \cdot 40 \cdot 2 + 36 \cdot 1 = 196 \text{ м}^2;$$

$$I_x = 2 \cdot 40 \cdot 2 \cdot 19^2 + 1 \cdot 36^3 / 12 = 61648 \text{ м}^4; \quad I_y = 2 \cdot 2 \cdot 40^3 / 2 = 21333 \text{ м}^4.$$

$$\text{Минимальный радиус инерции } i_y = \sqrt{\frac{21333}{196}} = 10,4 \text{ м}.$$

Максимальная гибкость при расчетной длине  $l_{ef,y} = 0,7 \cdot 480 = 336 \text{ м}$

$$\lambda_x = \frac{336}{10,4} = 32.$$

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,91$ .

Несущая способность колонны

$$N = \varphi A R_y \gamma_c = 1 \cdot 0,91 \cdot 196 \cdot 310 / 10 = 5529 \text{ кН}.$$

**Пример 2.8.** На рисунке 2.7 показана схема эстакады для подвески монорельса, по которому перемещается электрическая таль с ручным управлением, предназначенная для закрывания люков железнодорожных вагонов. Расчетное давление колес на монорельс  $F = 150 \text{ кН}$ .

Подобрать сечение колонны эстакады из прокатного двутавра, сталь С235 ( $R_y = 220$  МПа).

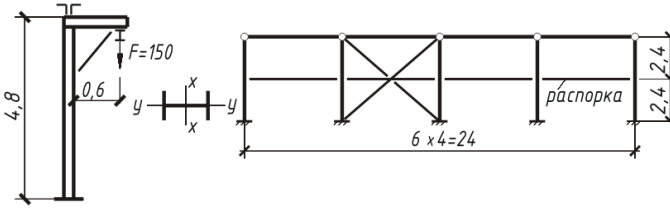


Рисунок 2.7 – К примеру 2.8

*Решение.* Анализ работы эстакады показывает, что колонна работает на сжатие с изгибом в одной плоскости.

Усилия в колонне:  $M_x = 150 \cdot 0,6 = 90 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N = F = 150 \text{ кН}$ .

Высоту сечения двутавра из условия обеспечения устойчивости колонны устанавливаем в пределах  $h = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15}\right) H = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15}\right) \cdot 480 = 48 \dots 32 \text{ м}$ .

Требуемая площадь сечения двутавра по формуле (1.33) при  $h = 32 \text{ м}$

$$A_{req} = \frac{1 \cdot 10}{220} \left( 150 + \frac{90}{0,36 \cdot 0,32} \right) = 43,3 \text{ м}^2.$$

По высоте и площади сечения принят широкополочный двутавр № 30Ш I:  $A = 67,7 \text{ см}^2$ ;  $I_x = 10460 \text{ см}^4$ ;  $W_x = 719 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 1500 \text{ см}^4$ ;  $i_x = 12,4 \text{ см}^2$ ;  $i_y = 4,7 \text{ см}^2$ .

Поскольку колонна непосредственно не испытывает динамической нагрузки и соблюдены условия СНиП:  $\tau < 0,5R_s$  (так как  $Q = 0$ )

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} = \frac{150 \cdot 10}{67,7 \cdot 220 \cdot 1} = 0,1,$$

то проверку прочности колонны можно делать с учетом пластических деформаций по формуле (1.29). Для этого из таблицы 66 [6] для соотношения площадей  $A_f/A_w = 1,1$  имеем  $c_x = 1,08$ ,  $n = 1,47$ .

Проверка показывает, что прочность обеспечена:

$$\sqrt{\left(\frac{150 \cdot 10}{67,7 \cdot 220}\right)^3} + \frac{90 \cdot 10^3}{719 \cdot 220} = 0,6 < 1.$$

Устойчивость колонны в плоскости действия момента проверяем по формуле (1.31), для чего предварительно вычисляем условную гибкость  $\bar{\lambda}_\delta$  и приведенный относительный эксцентриситет  $m_{ef}$ :

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{480 \cdot 2}{12,4} \sqrt{\frac{220}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,53.$$

При определении расчетной длины  $l_{ef,x} = \mu H$ , коэффициент расчетной длины принят  $\mu = 2$  как для свободной колонны постоянного сечения согласно п. 6.9\* [6].

$$\text{Относительный эксцентриситет } m_x = \frac{EA}{W_c} = \frac{MA}{NW_c} = \frac{90 \cdot 67,7 \cdot 100}{150 \cdot 719} = 5,65.$$

По таблице 73 [6] коэффициент формы сечения принят  $\eta = 1,3$ . Тогда приведенный эксцентриситет  $m_{ef} = \eta m_x = 1,3 \cdot 5,65 = 7,34$ .

В зависимости от  $\lambda_x$  и  $m_{ef}$  по таблице 74 [6] принят коэффициент понижения напряжений  $\varphi = 0,157$ . Устойчивость колонны в плоскости действия момента обеспечена:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{150 \cdot 10}{0,157 \cdot 67,7 \cdot 220 \cdot 1} = 0,64 < 1.$$

Устойчивость колонны из плоскости действия момента проверяем по формуле (1.32). Расчетная длина колонны в этом случае равна расстоянию между точками закрепления колонны от смещения, то есть  $l_{ef,y} = 480$  см. Гибкость колонны  $\lambda_y = l_{ef,y}/i_y = 480/4,7 = 102$ , коэффициент продольного изгиба  $\varphi_y = 0,58$ .

Поскольку  $m_x = 5,65$  находится в пределах  $5 < m_x < 10$ , то значение коэффициента  $c$ , учитывающего влияние пластичности, определяем по интерполяции между значениями  $c_5$  ( $m_x = 5$ ) и  $c_{10}$  ( $m_x = 10$ ).

Значение  $c_5$  определяем по формуле (57) [6].

$$\text{Находим } \lambda_{\bar{n}} = 3,14 \sqrt{\frac{\dot{A}}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{220}} = 97 < \lambda_y = 102, \quad \varphi_c = 0,59.$$

По таблице 10 [6] коэффициент  $\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 5,65 = 0,93$ .

$$\text{Коэффициент } \beta = \sqrt{\varphi_e / \varphi_y} = \sqrt{0,59 / 0,58} = 1.$$

$$\text{Тогда коэффициент } c_5 = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,93 \cdot 5,65} = 0,16.$$

Для вычисления  $c_{10}$  по формуле (58) [6] предварительно определим по приложению 7\* [6] коэффициент  $\varphi_b$ . Для двутавра по формуле (175) [6]

$$\alpha = 1,54 \frac{I_r}{I_y} \left( \frac{l_{ef}}{h} \right)^2 = 1,54 \frac{20,3}{1500} \left( \frac{480}{29,1} \right)^2 = 5,67.$$

По таблице 77 [6]  $\psi = 2,25 + 0,07 \alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 5,67 = 2,65$ .

По формуле (174) [6]

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left( \frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} = 2,65 \frac{1500}{10460} \left( \frac{29,1}{480} \right)^2 \frac{2,06 \cdot 10^5}{220} = 1,3.$$

Поскольку  $\varphi_1 > 0,85$ ,  $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 1,3 = 0,95$ .

Вычисляем коэффициент по формуле

$$c_{10} = \frac{1}{1 + m_x \varphi_y / \varphi_b} = \frac{1}{1 + 5,65 \cdot 0,58 / 0,95} = 0,22.$$

По формуле (59) [6] коэффициент

$$c = c_5 (2 - 0,2m_x) + c_{10} (0,2m_x - 1) = 0,16(2 - 0,2 \cdot 5,65) + 0,22(0,2 \cdot 5,65 - 1) = 0,17.$$

Устойчивость колонны из плоскости действия момента не обеспечена, поскольку  $\frac{N}{c\varphi_y AR_y \gamma_c} = \frac{150 \cdot 10}{0,17 \cdot 0,58 \cdot 67,7 \cdot 220 \cdot 1} = 1,02 > 1$ .

Обеспечить устойчивость колонны можно различными путями:

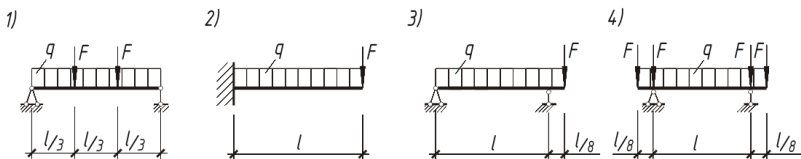
1) применением более мощного профиля. В данном случае достаточно двутавра № 30Ш. Масса колонн составила бы в этом случае  $Q = 4,8 \cdot 5 \cdot 59,3 = 1423$  кг;

2) использованием двутавра с более развитым сечением относительно оси у-у, например, колонный двутавр № 23К2. Масса колонн  $Q = 4,8 \cdot 5 \cdot 55 = 1320$  кг;

3) применением балочного двутавра с устройством распорок по середине длины колонны, которые уменьшают расчетную длину колонны. Принят двутавр № 35Б2. Расход стали: на распорки – 117 кг, всего – 1194 кг.

## 2.2 Задачи по расчету прокатных балок и сжатых стержней

2.1 Подобрать сечение шарнирно опертой балки (рисунок 2.8) из двутавра при упругой и упругопластической стадиях работы. Определить прогибы балок. Сравнить результаты двух способов расчета. Схему балки, пролет и расчетную равномерно распределенную нагрузку принять по таблице 2.2 согласно варианту. При расчете принять: сосредоточенная сила  $F = 0,1ql$ , коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,2$ , коэффициент условия работы  $\gamma_c = 1,05$ , сталь С245. Для определения усилий и прогибов балок использовать (при необходимости) справочники, например [5].



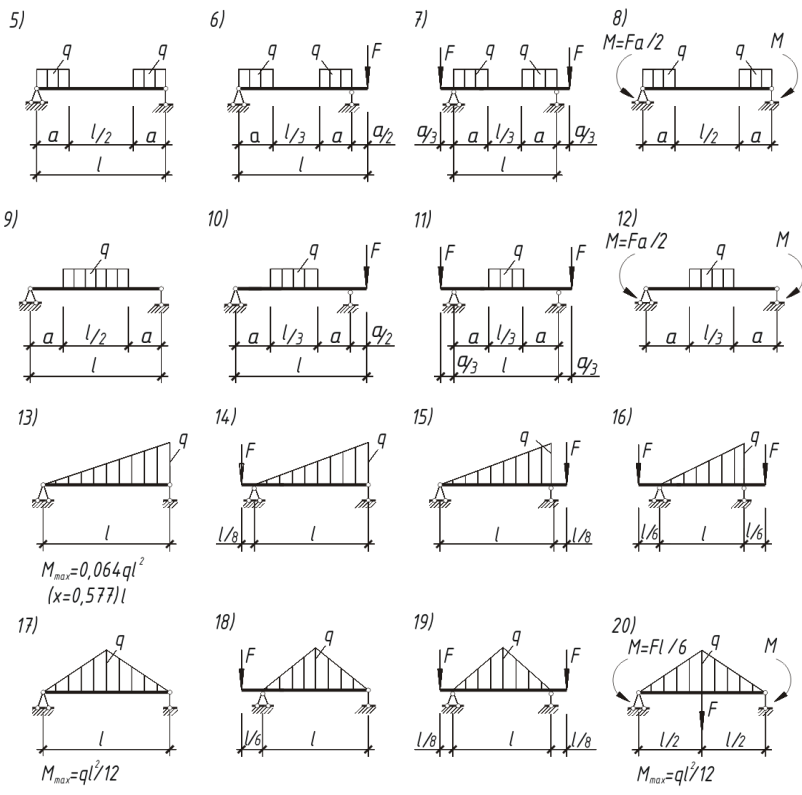


Рисунок 2.8 – Варианты схем к задачам 2.1, 2.3, 2.5–2.7

Т а б л и ц а 2.2 – Варианты заданий к задачам

Вариант	Номер схемы на рисунках 2.8, 2.9	$l$ , м	$q$ , кН/м	№ двугавра	$b$ , м	$R_y$ , МПа	Вариант	Номер схемы на рисунках 2.8, 2.9	$l$ , м	$q$ , кН/м	№ двугавра	$b$ , м	$R_y$ , МПа
1	1	3	55	18	4	350	36	16	7	20	27	8	240
2	2	3	50	12	3	340	37	17	6	22	30	9	240
3	3	4	45	14	6	320	38	18	4	25	33	9	260
4	4	4	42	16	5	310	39	19	5	27	36	6	260
5	5	5	40	18	7	300	40	20	4	30	14	6	280
6	6	5	38	20	8	280	41	1	4	32	14	4	280
7	7	6	35	22	6	260	42	2	4	34	14	4	300
8	8	6	32	24	7	240	43	3	5	36	16	7	300

9	9	7	30	30	8	220	44	4	5	38	18	7	320
10	10	7	28	33	9	210	45	6	6	41	16	6	320
11	11	8	25	36	4	210	46	7	7	43	18	6	340
12	12	8	20	40	4	220	47	8	7	45	20	3	340
13	13	9	18	45	6	240	48	9	8	47	22	4	320
14	14	9	15	50	6	250	49	10	8	49	24	5	300
15	15	6	40	14	8	260	50	11	3	51	20	6	280
16	16	6	45	16	8	270	51	12	3	53	20	7	260
17	17	7	40	18	6	280	52	13	4	55	22	8	240
18	18	7	35	20	6	290	53	14	4	10	22	9	220
19	19	8	30	22	8	300	54	15	5	12	24	10	240
20	20	8	28	24	8	310	55	16	5	14	16	11	240
21	1	6	55	30	9	320	56	17	6	16	18	12	300
22	2	6	52	33	9	330	57	18	6	18	20	14	300
23	3	7	50	36	12	350	58	19	7	20	24	15	360
24	4	7	48	40	12	350	59	20	7	21	30	4	360
25	5	8	45	45	12	340	60	1	5	23	18	6	340
26	6	8	42	50	15	320	61	2	5	25	20	5	320
27	7	3	40	30	15	300	62	3	6	26	22	7	300
28	8	3	38	14	15	280	63	4	6	28	24	8	280
29	9	5	36	16	14	260	64	5	7	30	33	9	260
30	10	5	33	18	14	250	65	6	7	33	36	10	240
31	11	4	30	12	12	240	66	7	8	35	40	11	220
32	12	4	28	16	12	230	67	8	8	37	45	12	230
33	13	5	25	18	10	220	68	9	4	40	14	14	250
34	14	5	22	20	10	200	69	10	4	41	16	15	270
35	15	7	20	24	8	220	70	11	5	43	18	16	300

2.2 Подобрать сечение статически неопределимой балки (рисунок 2.9) из двутавра при упругой и упругопластической стадиях работы. Сравнить результаты двух расчетов. Номер схемы балки, расчетную нагрузку и пролет принять по таблице 2.2. Сталь С245,  $\gamma_c = 1$ .

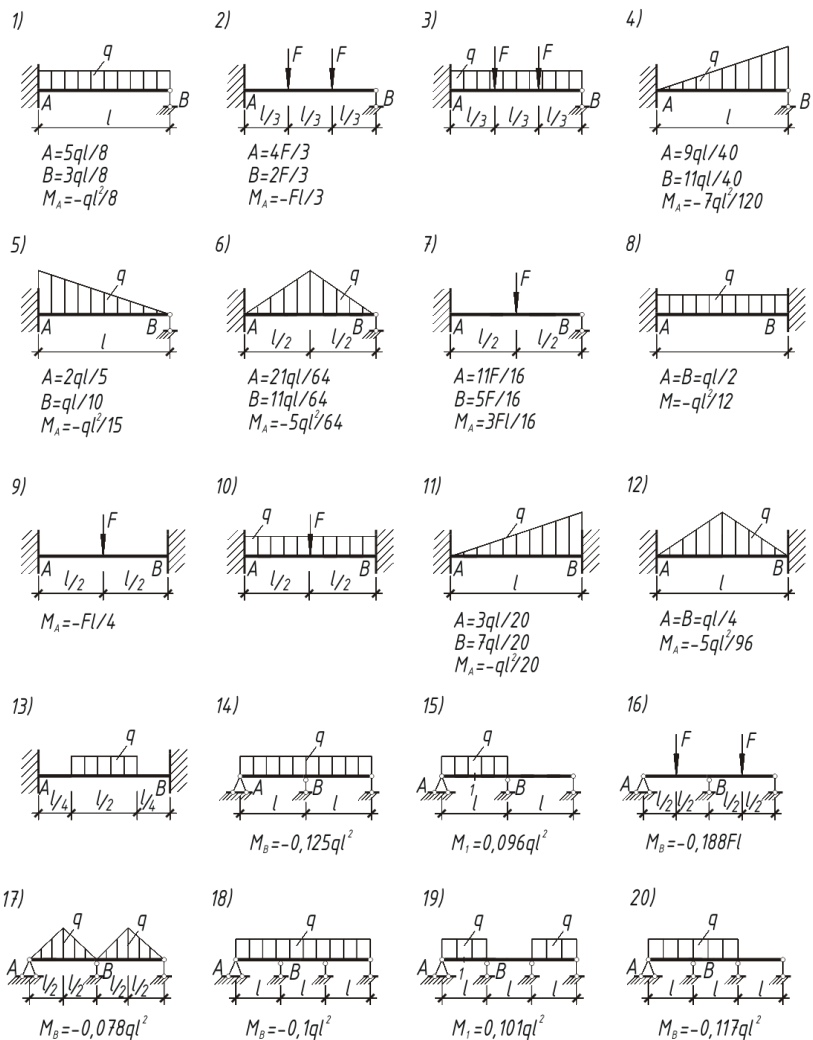


Рисунок 2.9 – Варианты схем к задачам 2.2, 2.4, 2.8

2.3 Найти предельные расчетные нагрузки ( $q$ ,  $F$ ) для шарнирно опертой балки (см. рисунок 2.8) из условий прочности при упругой и упругопластической стадиях работы. Сравнить нагрузки. Пролет балки, номер двутавра и расчетное сопротивление стали – по таблице 2.2, коэффициент условия работы  $\gamma_c = 1$ ,  $F = 0,15ql$ .



2.4 Найти предельную расчетную нагрузку для статически неопределимой балки (см. рисунок 2.9) из условия прочности при упругой и упругопластической стадиях работы. Сравнить две нагрузки. Схема балки, ее пролет, номер двутавра и расчетное сопротивление стали принять по таблице 2.2 согласно варианту.

2.5 Для шарнирно опертой балки (рисунок 2.8) подобрать двутавр из условия требуемой жесткости. Предельный прогиб балки  $1/400$ , пролет и расчетная нагрузка на балку  $q$  – по таблице 2.2, коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,2$ . Формулы для прогибов балок при необходимости заимствовать из справочников, например [6]. Для всех схем нагружения балок (см. рисунок 2.8) принять  $F = M = 0$ .

2.6 Вычислить предельную нормативную нагрузку для шарнирно опертой балки (см. рисунок 2.8) по условию требуемой жесткости. Схему балки, ее пролет, номер двутавра – по таблице 2.2 согласно варианту. Предельный прогиб балки –  $1/300$ ,  $F = 0,1ql$ .

2.7 Для статически определимых балок (см. рисунок 2.8), используя необходимые данные из таблицы 2.2, установить сечение в балке и указать точки в сечениях, в которых возникают наибольшие нормальные и касательные напряжения. Определить эти напряжения и прогиб балки. Расчетная нагрузка в таблице 2.2,  $\gamma_f = 1,1$ ,  $F = 0,05ql$ .

2.8 Для статически неопределимых балок (см. рисунок 2.9), используя необходимые данные из таблицы 2.2, установить сечение в балке и точки в сечениях, в которых возникают наибольшие нормальные и касательные напряжения и вычислить их. Сосредоточенная сила  $F = 0,1ql$ .

2.9 Рабочая площадка (рисунок 2.10) загружена равномерно распределенной расчетной нагрузкой 25 МПа. Сопряжение балок в балочной клетке – шарнирное, настил – стальной. Составить расчетные схемы для балок Б1, Б3 (т. е. установить пролет, нагрузки и схему закрепления концов), определить усилия и подобрать двутавр для балки Б3 в упругой стадии работы. Величины  $b$ ,  $R_y$  принять по таблице 2.2,  $\gamma_c = 1,05$ ,  $\gamma_f = 1,2$ , предельный прогиб –  $1/600$ .

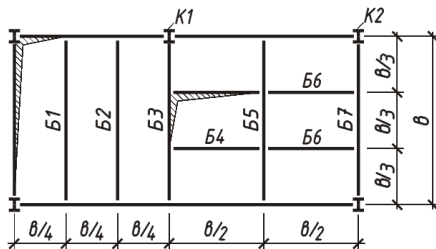


Рисунок 2.10 – Балочная клетка рабочей площадки (к задачам 2.9, 2.10)

2.10 Балочная клетка рабочей площадки (см. рисунок 2.10) несет равномерно распределенную нагрузку 30 кПа. Сопряжение балок шарнирное, настил – из железобетонных плит. Составить расчетные схемы для балок Б4 и Б5 и подобрать двутавр для балки Б5 из условия прочности в

пластической стадии его работы. Величины  $b$ ,  $R_y$  принять по таблице 2.2,  $\gamma_c = 1,1$ .

2.11 При монтаже балок рабочей площадки выяснилось, что вместо проектного двугавра по ГОСТ 8239–89 в наличии имеются двугавры того же ГОСТа, но на два номера больше проектного. Определить требуемый шаг балок из условия прочности для имеющихся в наличии двугавровых профилей. Параметры проектной балочной клетки (номер двугавра, пролет  $l$ , расчетное сопротивление) принять по таблице 2.2 согласно варианту, опирание балок – шарнирное.

2.12 Первоначальные параметры конструкций нормальной балочной клетки (пролет, шаг балки, номер двугавра и расчетное сопротивление стали) приведены в таблице 2.2. При строительстве выяснилось, что в наличии имеются балки тех же размеров, но из стали С440 с расчетным сопротивлением  $R_y = 400$  МПа. Определить требуемый шаг балок и погонную расчетную нагрузку на рабочую площадку для имеющихся в наличии двугавров. Настил из монолитного железобетона.

2.13 Подобрать площадь поперечного сечения центрально-сжатого элемента (рисунок 2.11, а), имеющего шарнирное крепление в двух плоскостях. Тип сечения (рисунок 2.11, в) и другие необходимые данные – по таблице 2.3 согласно варианту,  $\gamma_c = 1,0$ .

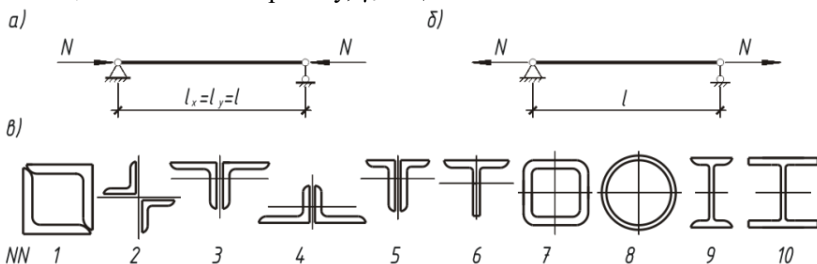


Рисунок 2.11 – Расчетные схемы и типы сечений (к задачам 2.13–2.16, 2.18)

2.14 Определить площадь поперечного сечения центрально-растянутого элемента (см. рисунок 2.11, б). Необходимые исходные данные принять по таблице 2.3,  $\gamma_c = 1,05$ . Сечение ослаблено двумя отверстиями диаметром 23 мм, расположенными в одной плоскости.

2.15 Подобрать поперечное сечение стержня (см. рисунок 2.11, в) по предельной гибкости для растяжения и сжатия, приняв для сжатого элемента  $\lambda = 120$ , для растянутого –  $\lambda = 400$ . Тип сечения элемента и стержня – по таблице 2.3.

Т а б л и ц а 2.3 – Варианты заданий к задачам

№	№	Размеры	$N$ ,	Данные для вариантов 1–70	$N$ ,	Размеры	№	№
---	---	---------	-------	---------------------------	-------	---------	---	---

		сечения, мм	кН	$l$ , м	$R_y$ , МПа	$W_1$ , кН	$q_1$ , кН/м	кН	сечения, мм		
1	10	Д20Б1	700	2,2	210	20	36	280	160×90×9	4	36
2	9	№ 10	750	4,2	220	22	32	900	2×90×7	3	37
3	8	127×4	800	2,4	240	24	32	920	2×90×7	2	38
4	7	100×6	850	4,6	230	26	36	940	2×90×7	1	39
5	6	Д10БТ1	870	4,8	250	30	38	960	№ 20К2	10	40
6	5	75×50×5	880	3,8	260	34	40	930	№ 22	9	41
7	4	75×50×5	900	3	270	38	42	900	159×6	8	42
8	3	2×70×5	900	4,2	240	42	90	310	180×5	7	43
9	2	2×70×5	880	2,5	210	45	84	440	№ 10КТ2	8	44
10	1	2×70×5	860	4	220	48	82	340	110×70×8	5	45
11	1	2×75×6	840	4,2	300	50	80	480	№ 13КТ1	6	46
12	2	2×75×6	820	2,7	280	52	76	200	110×70×8	4	47
13	3	2×75×6	800	3,6	270	48	74	630	2×100×7	3	48
14	4	75×50×5	780	2,4	250	47	72	390	2×100×7	2	49
15	5	75×50×5	760	3,1	340	44	70	750	2×100×7	1	50
16	6	Д20БТ2	740	2	320	38	68	340	2×50×4	2	51
17	7	120×5	420	4,2	220	42	64	640	2×50×4	3	52
18	8	152×4	690	2,6	260	36	62	180	125×80×8	4	53
19	9	Д12	680	4,6	280	38	60	360	125×80×8	5	54
20	10	Д40Б2	660	4,4	280	28	58	520	№ 15КТ3	6	55
21	1	2×80×6	640	4,3	240	25	54	220	160×8	7	56
22	2	2×80×6	620	2,8	230	26	52	640	114×5	8	57
23	3	2×80×6	600	4,4	250	32	50	480	№ 27	9	58
24	4	90×56×5,5	350	2,8	320	48	48	950	№ 40К1	10	59
25	5	90×6×5,5	670	3	300	34	54	700	2×56×5	1	60
26	6	Д10ШТ2	690	2,9	340	52	56	260	2×56×5	2	61
27	7	140×6	310	3,6	330	48	65	680	2×56×5	3	62
28	8	168×5	730	3	250	26	74	160	140×90×8	4	63
29	9	Д16	750	4,8	270	34	62	380	140×90×8	5	64
30	10	Д26Ш1	770	5,2	260	62	78	560	№ 20КТ2	6	65
31	9	Д18	790	7,4	240	58	80	190	80×6	7	66
32	8	219×7	810	3,6	220	34	85	600	89×4	8	67
33	7	160×5	230	4,2	240	47	68	400	№ 36	9	68
34	6	Д15ШТ2	850	3,5	220	54	74	1200	№ 20КУ1	10	69
35	5	160×90×9	860	4,4	280	26	80	640	2×64×5	1	70

2.16 Определить несущую способность сжатого шарнирно опертого стержня (см. рисунок 2.11, а). Длину стержня, расчетное сопротивление стали,

тип сечения и размер профиля принять по таблице 2.3 согласно варианту,  $\gamma_c = 1,05$ .

2.17 Потеряет ли устойчивость центрально-сжатый стержень, если в обеих плоскостях он шарнирно закреплен одним концом и жестко другим? Стержень сжат силой  $N$  и имеет длину  $l_0 = 1,2l$ . Значения  $N$ ,  $l$ ,  $R_y$ , номер и размер сечения – по таблице 2.3,  $\gamma_c = 1,05$ .

2.18 Используя количественные критерии оптимальности формы сечения для центрально-сжатых стержней (см. п. 1.4.3), установить рациональный тип сечения из приведенных на рисунке 2.11, *в*. Необходимые данные для подбора сечения ( $N$ ,  $l$ ,  $R_y$ ) взять из таблицы 2.3,  $\gamma_c = 1,0$ . Расположить сечения по мере снижения их эффективности.

2.19 При усилении сжатых стержней иногда прибегают к изменению его расчетной схемы. Оценить количественно влияние схемы закрепления концов центрально-сжатого элемента на его несущую способность, принимая  $\mu$  равным 0,5; 0,7; 1; 2. Длина элемента, тип, размер сечения и сталь – по таблице 2.3.

2.20 Дать количественную оценку влияния прочности стали на несущую способность центрально-сжатого стержня. Исследования выполнить для конкретного сечения (таблица 2.3) для стержня малой ( $\lambda = 40$ ), средней ( $\lambda = 80$ ) и большой ( $\lambda = 120$ ) гибкости. Расчетное сопротивление стали изменять через 100–150 МПа (200, 300...700). Результаты исследований изобразить графически. Сравнить полученные кривые с аналогичными кривыми для центрально-растянутых стержней.

2.21 Сжатый трубчатый стержень длиной  $l_0 = 2l$  с шарнирным закреплением на концах имеет наружный диаметр для четных вариантов 250 мм, для нечетных – 400 мм, толщина стенки в обоих случаях – 8 мм. Увеличивая толщину стенки на 20–30 мм до сплошного сечения, оценить влияние толщины стенки на несущую способность и расход стали. Длину элемента  $l$  и прочность стали принять по таблице 2.3.

2.22 Рабочая площадка (см. рисунок 2.10) загружена расчетной равномерно распределенной нагрузкой 30 кПа – для четных и 36 кПа – для нечетных вариантов исходных данных. Определить грузовую площадь для колонны К1 и подобрать сечение стержня из колонного уширенного двутавра с параллельными гранями полок. Колонна имеет в обеих плоскостях шарнирное закрепление сверху и жесткое внизу. Исходные данные  $b$ ,  $l$ ,  $R_y$  принять по таблице 2.2.

2.23 Верхний пояс фермы воспринимает внеузловую нагрузку  $F = 0,1N$ , поэтому работает как сжато-изогнутый элемент (рисунок 2.12, *а*). Подобрать поперечное сечение пояса таврового типа из двух уголков, при которых обеспечивается прочность в упругой стадии и устойчивость в двух плоскостях. Расчетные длины (см. рисунок 2.12):  $l_x = l$ ;  $l_y = 0,5l$ . Значения  $N$ ,  $l$ ,  $R_y$  принять по таблице 2.2.

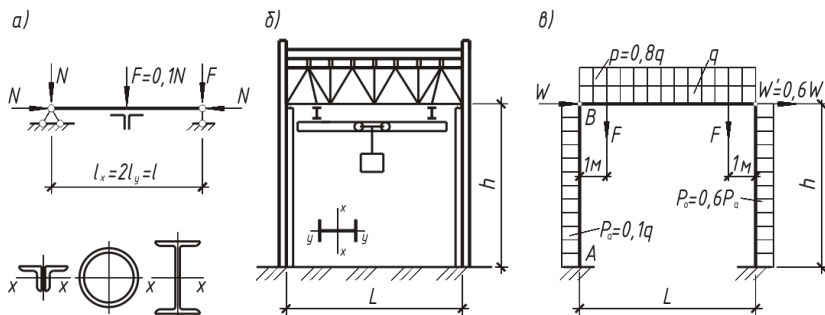


Рисунок 2.12 – К задачам 2.23–2.26

2.24 Сжато-изогнутый элемент пояса фермы выполнен из трубы 203×6 мм для нечетного варианта и из прокатного тавра № 15КТ2 – для четного (см. рисунок 2.12, а) варианта. Найти минимальную предельную силу  $N$  из условий прочности в упругой стадии и устойчивости в двух плоскостях. Значения  $l$  и  $R_y$  принять по таблице 2.3. Расчетные длины в плоскости изгиба  $l_x = l$ , из плоскости –  $l_y = 0,5l$ .

2.25 На рисунке 2.12, б изображена конструктивная схема стальной поперечной рамы каркаса пролетом  $L = 30$  м, на рисунке 2.12, в – расчетная схема той же рамы с нагрузками. Пренебрегая горизонтальным смещением колонн от вертикальной нагрузки, определить изгибающий момент в стойке рамы от горизонтальной нагрузки, а нормальные силы – лишь от вертикальной нагрузки. Точно усилия в раме ( $M$ ,  $N$ ) можно определить известными методами или по справочникам [5]. По найденным усилиям подобрать сечение внецентренно сжатой колонны из двугавра с параллельными гранями полков и проверить устойчивость колонны в двух плоскостях. Расчетная длина колонны постоянного сечения в плоскости рамы согласно [6]  $l_{ef,x} = 2h$ , из плоскости рамы –  $l_{ef,y} = 2h$ . Принять:  $F = 0,2N$ ,  $h = 2l$ , значения  $N$ ,  $l$ ,  $q$ ,  $W$ ,  $R_y$  – по таблице 2.3 согласно варианту,  $\gamma_c = 1,0$ .

2.26 Определить приближенно усилия  $M$  и  $N$  в колонне поперечной рамы (см. задачу 2.25), проверить прочность и устойчивость колонны в двух плоскостях (см. рисунок 2.12, в). Колонна выполнена из двугавра № 40К1 (для нечетных вариантов) и двугавра № 45Б1 – для четных вариантов исходных данных. Пролет рамы  $L = 36$  м,  $F = 0,25N$ , значения  $N$ ,  $l$ ,  $q$ ,  $W$ ,  $R_y$  принять по таблице 2.3. Расчетная длина колонны в плоскости рамы –  $l_{ef,x} = 2h$ , из плоскости рамы –  $l_{ef,y} = 0,5h$ , поскольку колонна раскреплена распоркой.

2.27 Подобрать сечение двух перекрестных балок из двугавра (рисунок 2.13, а) Б1 (пролетом  $l_1 = l$ ) и Б2 (пролетом  $l_2 = 0,6l$ ), уложенных

этажно без зазора и нагруженных силой  $N$ . Определить прогиб центра узла. Значения  $N$ ,  $l$  и  $R_y$  принять по таблице 2.3.

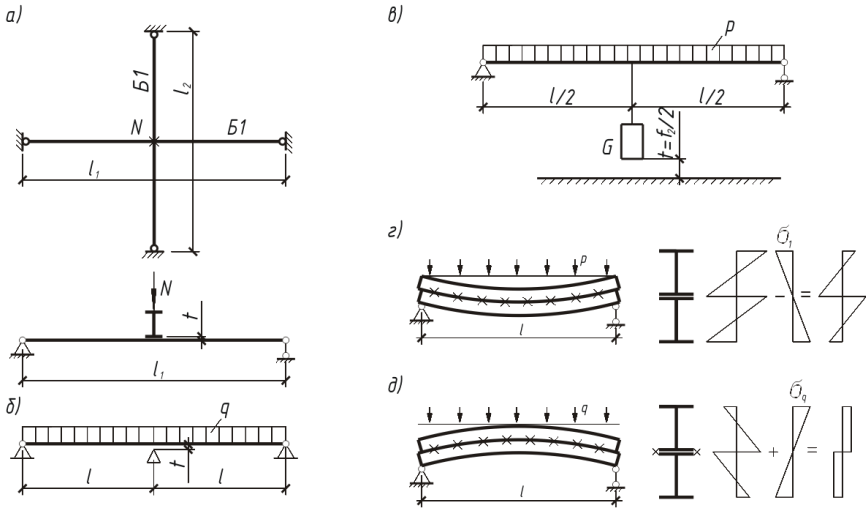


Рисунок 2.13 – К задачам 2.27–2.32

2.28 Две перекрестные двутавровые балки (см. рисунок 2.13, а): Б1 (пролетом  $l_1 = l$ ) и Б2 (пролетом  $l_2 = 0,7l$ ) с этажным сопряжением нагружены силой  $N$ . Вычислить напряжения в середине обеих балок при отсутствии зазора между балками ( $t = 0$ ) и при его наличии ( $t = 5$  мм). Сравнить результаты. Значения  $l$  и  $N$  принять по таблице 2.3, двутавр – по таблице 2.2.

2.29 Определить предельную силу  $N$ , действующую на перекрестные балки Б1 (пролетом  $l_1 = l$ ) и Б2 (пролетом  $l_2 = 0,5l$ ) (см. рисунок 2.13, а). Балки выполнены из двутавров (по таблице 2.2) и уложены этажно без зазора. Значения  $l$  и  $R_y$  принять по таблице 2.3.

*Указания к решению задач 2.27–2.29.*

При отсутствии зазора на основании равенства прогибов двух балок следует равенство  $N_2 l_2^3 / I_2 = N_1 l_1^3 / I_1$ . С учетом, что  $N_1 + N_2 = N$  удается найти силы  $N_1$  и  $N_2$ , действующие на балки Б1 и Б2.

2.30 При монтаже двухпролетной балки на двутавр выяснилось, что средняя опора ниже крайних на  $t = 18$  мм (см. рисунок 2.13, б). Вычислить предельную погонную нагрузку на балку из условия ее прочности в упругой стадии и сравнить ее с предельной нагрузкой при  $t = 0$ . Значения  $l$ ,  $R_y$  и двутавр принять по таблице 2.2.

2.31 К шарнирно опертой балке пролетом  $l$  подвешен груз весом  $G = N$  с зазором  $t$  (см. рисунок 2.13, *в*). На балку с грузом действует временная нагрузка  $p = q$  кН/м. Подобрать сечение балки из двутавра от совместного действия нагрузок  $p$  и  $G$ . Вычислить прогиб балки  $f_p$  от нагрузки  $p$  без груза  $G$ . Определить также прогиб середины балки от нагрузки при наличии груза  $G$  и зазора  $t = f_p/2$ . Сравнить прогибы. Значения  $q$ ,  $N$ ,  $l$  и  $R_y$  принять по таблице 2.3.

2.32 Стальная балка, составленная из двух двутавров, выгибается часто расположенными грузами и сваривается под нагрузкой двумя продольными швами (см. рисунок 2.13, *з*). После снятия нагрузки балка переворачивается и загружается нагрузкой  $q$  (см. рисунок 2.13, *д*). Найти предельную нагрузку  $q$ , кН/м, если работа конструкции в обоих случаях загрузки рассматривается в упругой стадии. Построить эпюры напряжений для обеих схем загрузки. Сравнить полученную нагрузку с предельной нагрузкой для двух двутавров без сварки. Вычислить остаточный прогиб сваренной балки после снятия нагрузки  $p$ . Значения  $l$ ,  $R_y$  и номер двутавра принять по таблице 2.2.

*Указания к решению задачи 2.32.*

По величине нагрузка  $p$  должна быть такой, чтобы в несваренных двутаврах возникали напряжения, равные  $R_y$ . После сварки балок и снятия нагрузки балка упруго выгибается и напряжения в крайних фибрах понижаются на величину  $\sigma_1$ , вычислить которую нетрудно. В проектном положении балки необходимо приложить часть нагрузки  $q$ , чтобы погасить начальное напряжение  $R_y - \sigma_1$ , а затем, увеличив нагрузку, довести фибровые напряжения в сечении балки до расчетного сопротивления.

**ПРИЛОЖЕНИЕ А**  
(справочное)

**Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772–88 для стальных конструкций зданий и сооружений**

Сталь	Толщина проката <sup>1</sup> , мм	Нормативное сопротивление <sup>2</sup> проката, МПа (кгс/мм <sup>2</sup> )				Расчетное сопротивление <sup>3</sup> проката, МПа (кгс/мм <sup>2</sup> )			
		листового, широкополосного универсального		фасонного		листового, широкополосного универсального		фасонного	
		$R_{yn}$	$R_{in}$	$R_{yn}$	$R_{in}$	$R_y$	$R_u$	$R_y$	$R_u$
С235	От 2 до 20	235 (24)	360 (37)	235 (24)	360 (37)	230 (2350)	350 (3600)	230 (2350)	350 (3600)
	Св. 20 до 40	225 (23)	360 (37)	225 (23)	360 (37)	220 (2250)	350 (3600)	220 (2250)	350 (3600)
	” 40 ” 100	215 (22)	360 (37)	–	–	210 (2150)	350 (3600)	–	–
	Св. 100	195 (20)	360 (37)	–	–	190 (1950)	350 (3600)	–	–
С245	От 2 до 20	245 (25)	370 (38)	245 (25)	370 (38)	240 (2450)	360 (3700)	240 (2450)	360 (3700)
	Св. 20 до 30	–	–	235 (24)	370 (38)	–	–	230 (2350)	360 (3700)
С255	От 2 до 3,9	255 (26)	380 (39)	–	–	250 (2550)	370 (3800)	–	–
	” 4 ” 10	245 (25)	380 (39)	255 (26)	380 (39)	240 (2450)	370 (3800)	250 (2550)	370 (3800)
	Св. 10 до 20	245 (25)	370 (38)	245 (25)	370 (38)	240 (2450)	360 (3700)	240 (2450)	360 (3700)
	” 20 ” 40	235 (24)	370 (38)	235 (24)	370 (38)	230 (2350)	360 (3700)	230 (2350)	360 (3700)
С275	От 2 до 20	275 (28)	380 (39)	275 (28)	390 (2750)	270 (2750)	370 (3800)	270 (2750)	380 (3900)
	Св. 10 до 20	265 (27)	370 (38)	275 (28)	260 (2650)	260 (2650)	360 (3700)	270 (2750)	370 (3800)
С285	От 2 до 3,9	285 (29)	390 (40)	–	–	280(2850)	380 (3900)	–	–
	” 4 ” 10	275 (28)	390 (40)	285 (29)	400(41)	270 (2750)	380 (3900)	280(2850)	390 (4000)
	Св. 10 до 20	265 (27)	380 (39)	275 (28)	390 (40)	260 (2650)	370 (3800)	270 (2750)	380 (3900)



С345	От 2 до 10	345 (35)	490 (50)	345 (35)	490 (50)	335 (3400)	480 (4900)	335 (3400)	480 (4900)
	Св. 10 до 20	325 (33)	470 (48)	325 (33)	470 (48)	315 (3200)	460 (4700)	315 (3200)	460 (4700)
	” 20 ” 40	305 (31)	460 (47)	305 (31)	460 (47)	300 (3050)	450 (4600)	300 (3050)	450 (4600)
	” 40 ” 60	285 (29)	450 (46)	–	–	280 (2850)	440 (4500)	–	–
	” 60 ” 80	275 (28)	440 (45)	–	–	270 (2750)	430 (4400)	–	–
	” 80 ” 160	265 (27)	430 (44)	–	–	260 (2650)	420 (4300)	–	–
С345К	От 4 до 10	345 (35)	470(48)	345 (35)	470 (48)	335 (3400)	460 (4700)	335 (3400)	460 (4700)
С375	” 2 ” 10	375 (38)	510 (52)	375 (38)	510 (52)	365 (3700)	500 (5100)	365 (3700)	500 (5100)
	Св. 10 до 20	355 (36)	490 (50)	355 (36)	490 (50)	345 (3500)	480 (4900)	345 (3500)	480 (4900)
	” 20 ” 40	335 (34)	480 (49)	335 (34)	480 (49)	325 (3300)	470 (4800)	325 (3300)	470 (4800)
С390	От 4 до 50	390 (40)	540 (55)	–	–	380 (3850)	530 (5400)	–	–
С390К	” 2 ” 30	390 (40)	540 (55)	–	–	380 (3850)	530 (5400)	–	–
С440	” 4 ” 30	440 (45)	590 (60)	–	–	430 (4400)	575 (5850)	–	–
	Св. 30 до 50	410 (42)	570 (58)	–	–	400 (4100)	555 (5650)	–	–
С590	От 10 до 36	540 (55)	635 (65)	–	–	515 (5250)	605 (6150)	–	–
С590К	” 16 ” 40	540 (55)	635 (65)	–	–	515 (5250)	605 (6150)	–	–

1) За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки (минимальная его толщина 4 мм).

2) За нормативное сопротивление приняты нормативные значения предела текучести и временного сопротивления по ГОСТ 27772-88.

3) Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу с округлением до 5 МПа (50 кгс/см<sup>2</sup>)

**ПРИЛОЖЕНИЕ Б**  
(справочное)

**Коэффициенты  $\phi$  продольного изгиба центрально сжатых элементов (увеличено в 1000 раз)**

Гиб- кость, $\lambda$	Коэффициенты $\phi$ для элементов из стали с расчетным сопротивлением $R_s$ , МПа																			
	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	350	360	370	380	390	
10	987	987	987	986	986	986	986	985	985	984	984	984	983	983	983	982	982	982	982	
20	965	964	963	962	961	960	959	958	957	956	955	954	954	953	952	951	950	950	949	
30	936	934	932	931	929	927	925	923	922	920	918	917	915	914	912	911	909	908	906	
40	902	899	896	893	890	888	885	882	880	877	874	872	870	867	865	863	860	858	856	
50	864	859	855	851	847	843	839	836	832	828	825	821	818	815	811	808	805	802	799	
60	821	815	810	804	799	794	789	784	779	774	770	765	761	756	752	748	741	734	727	
70	774	767	760	754	747	741	733	723	714	704	695	687	678	670	662	653	646	638	630	
80	722	710	697	685	674	662	651	641	631	621	611	601	592	583	574	565	556	548	540	
90	651	637	624	611	599	587	575	564	553	542	532	522	512	502	492	483	474	465	456	
100	583	569	555	542	529	516	504	492	481	470	459	448	437	427	417	407	397	387	378	
110	521	506	491	478	464	451	439	426	414	403	391	380	369	358	347	338	329	321	313	
120	462	447	432	418	405	391	378	366	352	341	330	320	311	302	294	286	279	272	266	
130	409	393	378	364	348	335	323	312	302	293	284	275	267	260	253	246	240	234	228	
140	359	341	327	314	302	291	281	271	263	254	247	239	232	226	220	214	209	204	199	
150	313	299	287	276	265	255	247	238	231	223	217	210	204	199	193	188	184	179	175	
160	277	265	254	244	235	226	218	211	204	198	192	186	181	176	171	167	163	159	155	
170	247	236	227	218	209	202	195	188	182	177	171	166	162	157	153	149	146	142	139	
180	222	2012	204	196	188	182	175	169	164	159	154	150	146	142	138	134	131	128	125	
190	200	192	184	177	170	164	159	153	148	144	140	136	132	128	125	122	119	116	113	
200	182	174	167	161	155	149	144	139	135	131	127	123	120	117	114	111	108	106	103	

Гиб- кость, $\lambda$	Коэффициенты $\varphi$ для элементов из стали с расчетным сопротивлением $R_s$ , МПа																		
	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500	510	520	530	540	550	560	570	580
10	981	981	981	981	980	980	980	980	979	979	979	979	978	978	978	978	978	977	977
20	948	947	947	946	945	944	944	943	942	942	941	941	940	939	939	938	938	937	937
30	905	904	902	901	900	898	897	896	895	894	892	891	890	889	888	887	886	885	884
40	854	852	850	848	846	844	842	840	838	836	835	833	831	830	828	826	825	823	822
50	796	793	790	787	785	782	779	777	774	772	769	767	763	759	754	750	745	741	737
60	721	714	708	701	695	689	683	677	672	666	660	655	649	644	638	633	628	623	617
70	623	616	608	601	594	587	581	574	567	561	554	548	542	535	529	523	517	511	505
80	532	524	516	508	500	492	485	477	470	463	456	448	441	434	427	420	413	406	399
90	447	438	429	421	413	404	396	388	380	372	364	356	349	343	337	331	325	320	314
100	396	359	350	342	335	328	321	314	308	302	296	291	286	280	276	271	266	262	258
110	306	299	292	285	279	273	268	262	257	252	248	243	239	234	230	226	222	219	215
120	259	253	248	242	237	232	227	223	218	214	210	206	203	199	196	192	189	186	183
130	223	218	213	208	204	200	196	192	188	184	181	178	175	171	169	166	163	160	158
140	194	190	185	181	178	174	170	167	164	161	158	155	152	149	147	144	142	140	138
150	171	167	163	160	156	153	150	147	144	142	139	136	134	132	129	127	125	123	121
160	151	148	145	142	139	136	133	131	128	126	123	121	119	117	115	113	111	110	108
170	135	132	130	127	124	122	119	117	115	113	111	109	107	105	103	101	100	098	097
180	122	119	117	114	112	110	107	105	103	102	100	098	096	095	093	092	090	089	087
190	111	108	106	104	101	099	098	096	094	092	090	089	087	086	085	083	082	081	079
200	101	099	096	094	093	091	089	087	086	084	083	081	080	078	077	076	075	074	072

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 Металлические конструкции: Общий курс / Г. С. Ведеников [и др.] ; под ред. Г. С. Веденикова. – 7-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1998. – 760 с.
- 2 Металлические конструкции : учеб. для строит. вузов. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций / В. В. Горев [и др.] ; под ред. В. В. Горева. – М. : Высш. шк., 2001. – 551 с.
- 3 **Лихтарников, Я. М.** Расчет стальных конструкций : справ. пособие / Я. М. Лихтарников, Д. В. Ладыженский, В. М. Клыков. – 2-е изд., перераб. и доп. – К. : Будівельник, 1984. – 368 с.
- 4 Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Общая часть. Справочник проектировщика / под общ. ред. В. В. Кузнецова. – М. : АСВ, 1998. – 576 с.
- 5 Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2 кн. Кн. 2. / под ред. А. А. Уманского. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1973. – 416 с.
- 6 **СНиП II–23–81\***. Стальные конструкции. – Введ. 1982-01-01. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- 7 **СНиП 2.01.07-85\***. Нагрузки и воздействия. – Введ. 01.01.1987. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
- 8 **Прасол, В. Д.** Проектирование рабочей площадки : учеб.-метод. пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. Д. Прасол, А. В. Степанова. – Гомель : БелГУТ, 2012. – 54 с.

Учебное издание

*ПРАСОЛ Валентина Даниловна*

**Металлические конструкции  
в задачах и примерах**

Часть I

Изгибаемые и сжатые элементы.  
Прокатные балки

Учебно-методическое пособие

Редактор *А. А. Павлюченкова*  
Технический редактор *В. Н. Кучерова*  
Компьютерный набор и верстка *Т. И. Шляхтовой*

Подписано в печать 30.05.2017 г. Формат 60×84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>.  
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.  
Усл. печ. л. 3,48. Уч.-изд. л. 3,21. Тираж 300 экз.  
Зак. № . Изд. № 118

Издатель и полиграфическое исполнение:  
Белорусский государственный университет транспорта.  
Свидетельство о государственной регистрации издателя,  
изготовителя, распространителя печатных изданий  
№ 1/361 от 13.06.2014.  
№ 2/104 от 01.04.2014.  
Ул. Кирова, 34, 246653, г. Гомель.

**МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»**

**Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»**

**В. Д. ПРАСОЛ**

# **МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ В ЗАДАЧАХ И ПРИМЕРАХ**

**Часть I**

**ИЗГИБАЕМЫЕ И СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ.  
ПРОКАТНЫЕ БАЛКИ**

**Учебно-методическое пособие**

**Гомель 2017**