

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФГБОУ ВО «Кубанский государственный
аграрный университет имени И. Т. Трубилина»

Архитектурно-строительный факультет

Кафедра строительных материалов и конструкций

ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по дисциплине
и для самостоятельной работы
студентов по направлению
08.03.01 Строительство

Краснодар
КубГАУ
2019

Составители: С. Е. Пересыпкин, М. В. Чумак

Основы строительных конструкций : метод. указания по дисциплине и для самостоятельной работы / сост. С. Е. Пересыпкин, М. В. Чумак – Краснодар : КубГАУ, 2019. – 82 с.

Методические указания содержат тематику практических занятий, способствующих закреплению и усвоению пройденного материала, а также методические указания к выполнению практических работ. Разработаны для закрепления знаний по расчету строительных конструкций.

Практические занятия проводятся после изучения соответствующих тем. В работе представлен материал для 15 практических занятий, состоящий из примерного решения задач и заданий для самостоятельной работы, даны пояснения по оформлению работ. Все задания и задачи максимально ориентированы на строительные специальности. Каждое задание содержит 30 вариантов, что делает его исключительно индивидуальным и наглядным. В Приложениях приведены необходимые справочные данные.

Предназначены для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство.

Рассмотрено и одобрено методической комиссией архитектурно-строительного факультета Кубанского государственного аграрного университета, протокол № 2 от 22.10.2019.

Председатель
методической комиссии



А. М. Блягоз

- © Пересыпкин С. Е., Чумак М. В.,
составление, 2019
- © ФГБОУ ВО «Кубанский
государственный аграрный
университет имени
И. Т. Трубилина», 2019

СОДЕРЖАНИЕ

Введение

1. Перечень отчётных работ к практическим занятиям
 2. Основная часть:
 - 3.1 Практическое занятие №1. Сбор нагрузок на несущие конструкции
 - 3.2 Практическое занятие №2. Расчёт центрально-растянутых и сжатых элементов металлических конструкций
 - 3.3 Практическое занятие №3. Расчёт изгибаемых элементов металлических конструкций
 - 3.4 Практическое занятие №4. Расчёт сварных и болтовых соединений
 - 3.4 Практическое занятие №5. Расчёт стальной балки из прокатного двутавра
 - 3.5 Практическое занятие №6. Расчёт колонны сплошного сечения
 - 3.6 Практическое занятие №7. Подбор сечения стержней металлической фермы из парных уголков
 - 3.7 Практическое занятие №8. Расчёт и конструирование железобетонной балки прямоугольного сечения
 - 3.8 Практическое занятие №9. Расчёт и конструирование железобетонной балки таврового сечения
 - 3.9 Практическое занятие №10. Расчёт и конструирование сборной железобетонной колонны
 - 3.10 Практическое занятие №11. Расчёт кирпичного центрально-сжатого армированного столба
 - 3.11 Практическое занятие №12. Расчёт деревянной центрально-сжатой стойки
 - 3.12 Практическое занятие №13. Расчёт деревянной балки прямоугольного или круглого сечения
 - 3.13 Практическое занятие №14. Расчёт центрально-загруженного столбчатого фундамента
- Заключение
- Список источников и литературы
- Приложения

ВВЕДЕНИЕ

Успешная реализация требований времени во многом зависит от научной организации учебного процесса, обеспечивающей эффективность и качество подготовки специалистов.

Выпускник колледжа работает в условиях быстрого развития науки, техники, технологии. Поэтому проблемы научной организации учебного процесса – это, прежде всего, проблемы создания предпосылок для подготовки специалистов нового типа, всесторонне и глубоко образованных, творчески мыслящих, умеющих быстро адаптироваться к новым условиям.

Главной целью данной работы является подготовка студентов к изучению профессионального модуля ПМ.01 «Участие в проектировании зданий и сооружений» в части основ расчёта строительных конструкций и оснований, а также формирование профессиональной компетенции:

ПК 1.3. Выполнять несложные расчёты и конструирование строительных конструкций.

Практическая направленность обучения обеспечивается тематикой практических занятий и содержанием заданий для самостоятельной работы.

Внимание к организации и проведению практических занятий по расчёту строительных конструкций объясняется тем, что эта форма учебной работы способствует активизации мыслительной деятельности студентов, прививает навыки оформления и обобщения полученных результатов. Выполнение расчётов необходимо для развития инженерного мышления, осознанной и обоснованной оценки их надёжности в работе.

В процессе усвоения программного материала необходимо добиваться привития навыков решения задач и выполнения расчётов.

При усвоении и закреплении студентами знаний, полученных при прохождении теоретического курса темы «Расчёт строительных конструкций», имеются существенные недостатки, потому что отсутствуют методические указания по организации практических занятий, которые устанавливают единый порядок и последовательность выполнения работ, отсутствуют рекомендации по оформлению отчётов.

В данном пособии изложено содержание практических занятий, указаны цели, которые должны быть достигнуты в процессе выполнения работы, дано теоретическое обоснование и алгоритм решения задач, отчёт о работе – задания для самостоятельных работ. В пособии приведён перечень отчётных работ, определяющих тип, объём самостоятельной работы студента и форму отчётности.

В приложениях приведён справочный материал, необходимый для решения задач.

На выполнение практических занятий согласно учебному плану отводится 48 часов (15 практических работ). Практические занятия предполагают выполнение 14 индивидуальных заданий для отчётных (аудиторных и домашних) работ по всем темам. Все задания и задачи максимально ориентированы на будущую специальность.

Расчётные схемы балок, колонн, рам, ферм, арок, поперечные сечения их элементов, виды внешних нагрузок наиболее характерны для конструкций и сооружений, встречающихся в строительстве.

Результаты выполнения задания на практическое занятие представлены в виде отчётных работ, в которых 70% объёма планируется к выполнению на практическом занятии, а 30% - к выполнению за счёт часов на внеаудиторную самостоятельную работу. Каждому заданию предшествует описание порядка решения задач с краткими методическими указаниями.

Задания выполняют в соответствии с вариантом (по списку в журнале), чернилами, чётко и аккуратно. Тексты условий задач переписывать обязательно. Решения задач пояснять аккуратно выполненными схемами, эскизами в карандаше. Рекомендуется решать задачи в общем виде, а затем, подставляя числовые значения величин, вычислять результат.

Данное пособие может быть рекомендовано преподавателям для проведения практических занятий по теме «Расчёт строительных конструкций» для студентов строительных специальностей.

ПЕРЕЧЕНЬ ОТЧЁТНЫХ РАБОТ К ПРАКТИЧЕСКИМ ЗАНЯТИЯМ

| № темы | № занятия | Наименование отчётной работы | Планируемый объём самостоятельной работы |
|--------|-----------|---|---|
| 1,2 | 1 | Сбор нагрузок на несущие конструкции (на 1м ² перекрытия, на 1м железобетонной балки, на железобетонную колонну, на 1м длины ленточного фундамента) Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №1 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| 3 | 2 | Расчёт центрально-растянутых и сжатых элементов металлических конструкций Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №2 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| | 3 | Расчёт изгибаемых элементов металлических конструкций Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №3 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| | 4 | Расчёт сварных и болтовых соединений Данная работа включает в себя результаты задания на практическое занятие №4 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| | 5 | Расчёт стальной балки из прокатного двутавра Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №5 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| | 6 | Расчёт колонны сплошного сечения Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №6 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| | 7 | Подбор сечения стержней металлической фермы из парных уголков Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №7 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| | 4 | 8 | Расчёт и конструирование железобетонной балки прямоугольного сечения Данная работа включает в себя |

| | | | |
|---|----|--|---|
| | | результаты выполнения задания на практическое занятие №8 | самостоятельную работу студентов |
| | 9 | Расчёт и конструирование железобетонной балки таврового сечения Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №9 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| | 10 | Расчёт и конструирование сборной железобетонной колонны Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №10 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| | 11 | Проектирование (расчёт и конструирование) многопустотной железобетонной плиты перекрытия Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №11 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| 5 | 12 | Расчёт кирпичного центрально-сжатого армированного столба Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №12 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| 6 | 13 | Расчёт деревянной центрально-сжатой стойки Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №13 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| | 14 | Расчёт деревянной балки прямоугольного или круглого сечения Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №14 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |
| 7 | 15 | Расчёт центрально-загруженного столбчатого фундамента Данная работа включает в себя результаты выполнения задания на практическое занятие №15 | 70% объёма выполняется на практических занятиях, 30% объёма планируется на выполнение за счёт часов на самостоятельную работу студентов |

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №1

Сбор нагрузок на несущие конструкции

Цель работы – уметь определять нормативные и расчётные значения нагрузок на 1 м^2 перекрытия, на 1пм железобетонной балки, на железобетонную колонну, на 1пм длины ленточного фундамента в табличной форме.

В результате выполнения работы студент должен:

знать виды постоянных и временных нагрузок; смысл нормативных и расчётных значений нагрузок;

уметь определить по СНиП 2.01.07-85 нормативные и расчётные нагрузки на покрытия и перекрытия жилых и общественных зданий, нагрузки от собственного веса.

Теоретическое обоснование

Сбор нагрузок на 1 м^2 грузовой площади несущих конструкций

q_n ($\text{кН}/\text{м}^2$), q ($\text{кН}/\text{м}^2$) (сборные плиты покрытия, перекрытия, а также покрытия и перекрытия в монолитном исполнении):

$$q_n (\text{кН}/\text{м}^2) = t (\text{м}) \cdot p (\text{кН}/\text{м}^3); q (\text{кН}/\text{м}^2) = q_n \cdot \gamma_f$$

где t – толщина слоя;

p – плотность материала слоя.

Собственный вес типовых конструкций и изделий, временные нагрузки на перекрытия, снеговые, ветровые и ряд других принимаются по СНиП 2.01.07. Нагрузку на перекрытие от перегородок можно принять равномерно распределённой, но не менее $0,5 \text{ кН}/\text{м}^2$.

Сбор нагрузок на 1пм грузовой площади несущей конструкции и на всю грузовую площадь

Сбор нагрузок на 1пм грузовой площади выполняется при расчёте изгибаемых элементов: балок, ферм, плит, перемычек и т.д.

$$q_n (\text{кН}/\text{м}) = q (\text{кН}/\text{м}^2) \cdot B (\text{м}),$$

где B – ширина грузовой площади конструкции (для плит покрытия и перекрытия; B – номинальная ширина плиты, для линейных элементов; B – расстояние между элементами в осях); для учёта собственного веса балок из железобетона предварительно назначают их размеры сечения: $h = (1/8 \dots 1/15)l$; $b = (0,4 \dots 0,5)h$. Вес 1 м^2 стальной фермы можно принять

$$q (\text{кН}/\text{м}^2) = k \cdot L,$$

где k – коэффициент, принимается равным $k = 0,006 \dots 0,01$;

L – пролёт фермы

Вес 1пм конструкций из древесины можно в предварительных расчётах не учитывать. Если известен вес всей конструкции, то вес 1пм можно определить делением веса конструкции на длину пролёта конструкции:

$$q (\text{кН}/\text{м}) = G (\text{кН})/L(\text{м})$$

Пример 1. Плотность железобетона $\rho = 2500 \text{ кг}/\text{м}^3$, определить удельный вес железобетона.

Решение.

Вычисляем удельный вес железобетона $\gamma = \rho \cdot g \approx 2500 \cdot 10 = 25000 \text{ Н}/\text{м}^3 = 25 \text{ кН}/\text{м}^3$.

Пример 2. Определить нагрузку от собственного веса железобетонной колонны по следующим данным: сечение колонны $bh = 300 \times 300 \text{ мм}$, высота $l = 4,5 \text{ м}$.

Решение.

1. Находим объём колонны $V = bhl = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 4,5 = 0,405 \text{ м}^3$.

2. Принимаем плотность железобетона из примера 1, находим нормативную нагрузку от собственного веса колонны $N_n = V\gamma = 0,405 \cdot 25 = 10,125 \text{ кН}$.

3. Определяем расчётную нагрузку от собственного веса колонны, принимая коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$, $N = N_n \gamma_f = 10,125 \cdot 1,1 = 11,138 \text{ кН}$.

Пример 3. Определить нагрузку от собственного веса балки, если сборная железобетонная балка имеет массу $m = 1,5 \text{ т}$.

Решение.

1. Определяем нормативную нагрузку $N = mg = 1,5 \cdot 10 = 15 \text{ кН}$

2. Определяем расчётную нагрузку $N = N_n \gamma_f = 15 \cdot 1,1 = 16,5 \text{ кН}$

Пример 4. Определить нагрузку от собственного веса равнополочного уголка $50 \times 50 \times 5$, длиной $l = 5,0 \text{ м}$.

Решение.

1. В соответствии с сортаментом уголков масса 1 м длины $G = 3,77 \text{ кг/м}$. Нормативная нагрузка от уголка $N_n = G l = 3,77 \cdot 10 \cdot 5,0 = 188,5 \text{ Н} = 0,1885 \text{ кН}$.

2. Расчётная нагрузка от собственного веса уголка $N = N_n \gamma_f = 0,1885 \cdot 1,05 \approx 0,198 \text{ кН}$.

Пример 5. Определить временную нагрузку на перекрытие квартир жилых зданий.

Решение.

1. Выписываем из табл.3.3 (СНиП) нормативные значения временных нагрузок. Полное нормативное значение соответствует кратковременной нагрузке на перекрытие квартиры $P_n = 1,5 \text{ кПа}$; пониженное значение $p_{nl} = 0,3 \text{ кПа}$ – длительная часть временной нормативной нагрузки.

2. Расчётное значение временных нагрузок, соответственно полное значение и пониженное:

$$P = p_n \gamma_f = 1,5 \cdot 1,3 = 1,95 \text{ кПа};$$

$$p_l = p_{nl} \gamma_a = 0,3 \cdot 1,3 = 0,39 \text{ кПа}.$$

Пример 6. Определить нагрузку на 1 м^2 от веса деревянных лаг, расположенных с шагом $a = 0,4 \text{ м}$. Сечение лаг $bh = 50 \times 50 \text{ мм}$; плотность древесины $\rho = 500 \text{ кН/м}^3$.

Решение.

1. Определяем удельный вес древесины $\gamma = \rho g = 500 \cdot 10 = 5000 \text{ Н/м}^3 = 5,0 \text{ кН/м}^3$.

2. Находим нормативную нагрузку на 1 м^2 от веса лаг $q^n = bh\gamma/a = 0,05 \cdot 0,05 \cdot 5,0/0,4 = 0,031 \text{ кПа}$.

3. Определяем расчётную нагрузку на 1 м^2 $q = q^n \gamma_f = 0,031 \cdot 1,1 = 0,034 \text{ кПа}$.

Пример 7. Произвести сбор нагрузок на низ кирпичной колонны сечением $b_c \times b_c = 380 \times 380 \text{ мм}$ в осях Б-2. Здание двухэтажное (см. рис. 1 и 2); первый и второй этажи идентичны по составам помещений: в осях 1-3 торговые залы, в осях 3-4 административные и бытовые помещения; пол первого этажа выполнен по грунту; район строительства г. Казань (IV снеговой район).

План первого и второго этажей

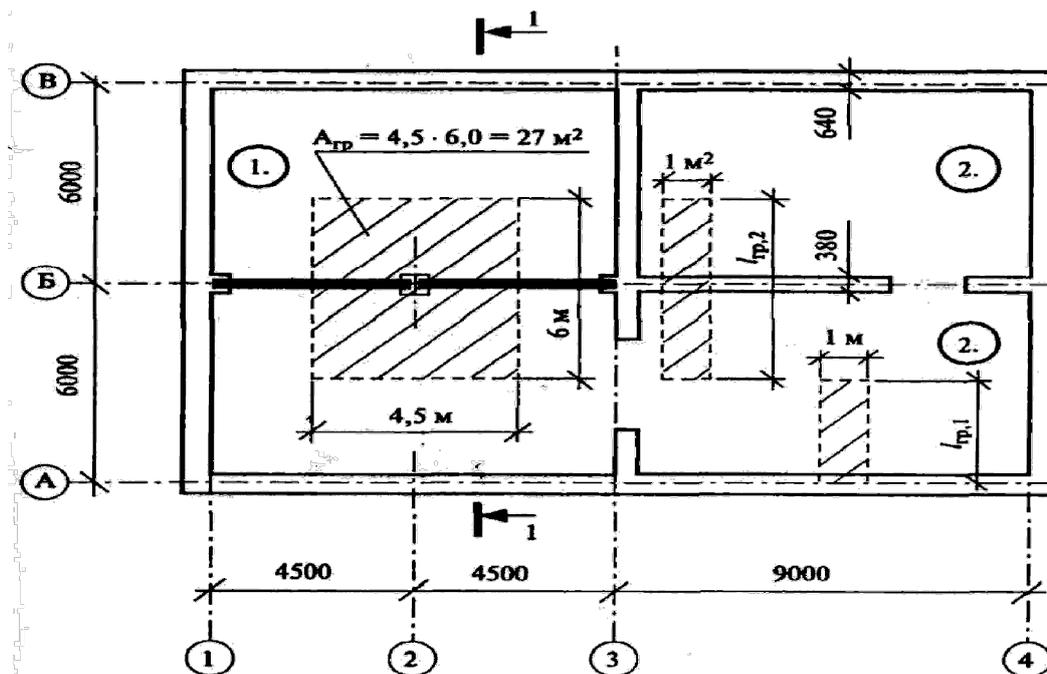


Рис. 1

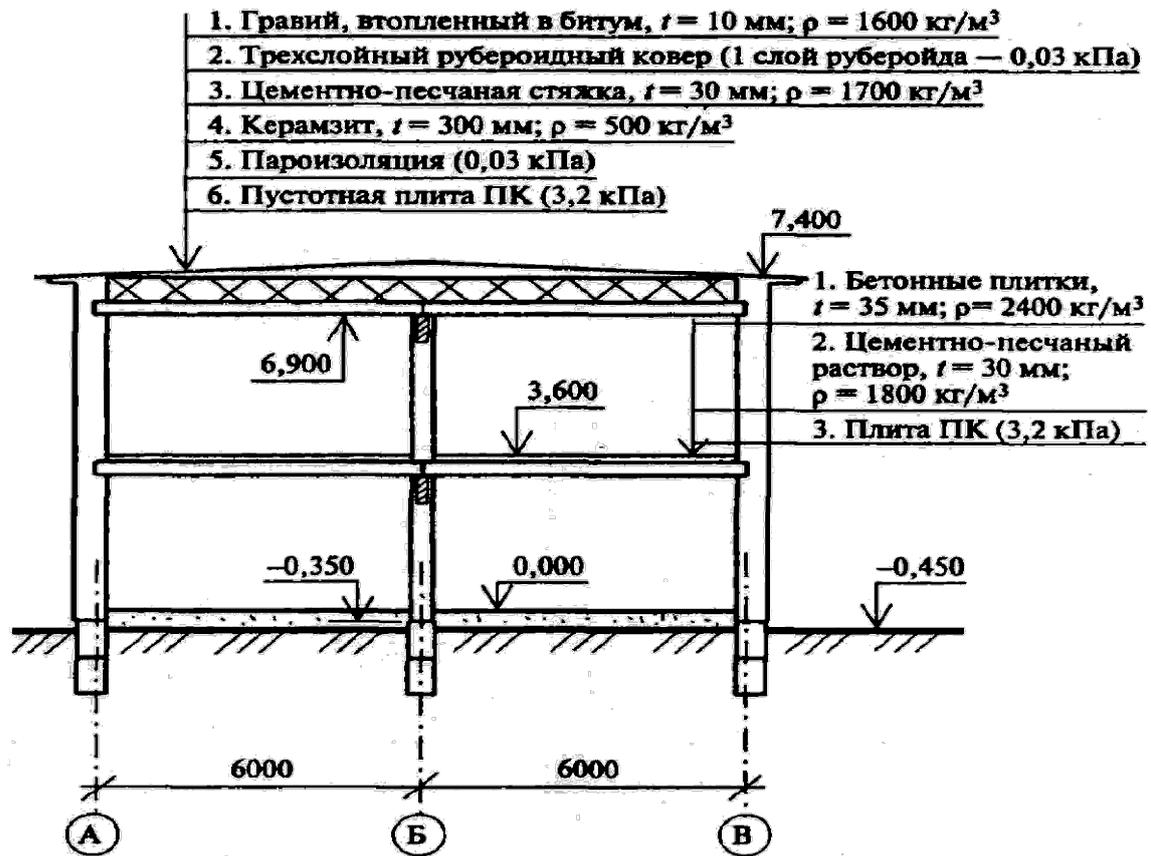


Рис. 2

Решение. 1.

Собираем нагрузки на один квадратный метр покрытия:

| № п/п | Нагрузки | Подсчет | Нормативная нагрузка | γ | Расчетная нагрузка |
|-------------------------------|-------------------------------|--|-----------------------------|----------|--------------------------|
| I. Постоянные нагрузки | | | | | |
| 1 | Гравий, втопленный в битум | $0,01 \cdot 16$ | 0,16 | 1,3 | 0,21 |
| 2 | Трехслойный рубероидный ковер | 0,03 · 3 слоя | 0,09 | 1,3 | 0,12 |
| 3 | Цементно-песчаная стяжка | $0,03 \cdot 17$ | 0,51 | 1,3 | 0,66 |
| 4 | Керамзит | $0,30 \cdot 5$ | 1,5 | 1,3 | 1,95 |
| 5 | Пароизоляция | – | 0,03 | 1,3 | 0,04 |
| 6 | Пустотная плита ПК | – | 3,2 | 1,1 | 3,52 |
| | <i>Итого</i> | | $g_n = 5,49$ кПа | | $g = 6,5$ кПа |
| II. Временные нагрузки | | | | | |
| 1 | Снеговая нагрузка | $s = s_{0л} = 2,4 \cdot 1$ $s_n = s_{0л} \cdot 0,7 = 2,4 \cdot 1 \cdot 0,7$ | $s_n = 1,68$ кПа | – | $s = 2,4$ кПа |
| | <i>Всего</i> | | $q_{покрытия}^n = 7,17$ кПа | | $q_{покрытия} = 8,9$ кПа |

2. Собираем нагрузки на один квадратный метр перекрытия:

| № п/п | Наименование нагрузок | Подсчет | Нормативная нагрузка | γ_f | Расчетная нагрузка |
|-------------------------------|--|------------------|--------------------------------------|------------|-------------------------------------|
| I. Постоянные нагрузки | | | | | |
| 1 | Бетонные плитки | $0,035 \cdot 24$ | 0,84 | 1,2 | 1,01 |
| 2 | Цементно-песчаный раствор | $0,03 \cdot 18$ | 0,54 | 1,3 | 0,7 |
| 3 | Пустотная плита ПК | – | 3,2 | 1,1 | 3,52 |
| | <i>Итого</i> | | $g_n = 4,58$ кПа | | $g = 4,23$ кПа |
| II. Временные нагрузки | | | | | |
| 1 | Нагрузка на перекрытие (см. СНиП 2.01.07-85*, табл. 3) | – | $p_n = 4,0$ кПа | 1,2 | $p = 4,8$ кПа |
| 2 | Нагрузка от перегородок (см. п. 3.6 СНиП 2.01.07-85*) | – | 0,5 | 1,1 | 0,55 |
| | <i>Всего</i> | | $q_{\text{перекрытия}}^n = 9,08$ кПа | | $q_{\text{перекрытия}} = 10,58$ кПа |

3. Определяем нагрузку от кирпичной колонны.

По разрезу здания определяем высоту колонны $H = 6,9 + 0,35 = 7,25$ м; сечение колонны: $bch_c = 380 \times 380$ мм. Плотность кирпичной кладки $\rho = 1800$ кг/м³ (удельный вес $\gamma = 18$ кН/м³).

$N_{\text{колонны}}^n = bch_c H \gamma = 0,38 \cdot 0,38 \cdot 7,25 \cdot 18 = 18,84$ кН – нормативная нагрузка;

$N_{\text{колонны}} = N_{\text{колонны}}^n \gamma_f = 18,84 \cdot 1,1 = 20,72$ кН – расчетная нагрузка.

4. Нагрузка от веса балок:

Принимаем сечение балок $bh = 200 \times 400$ мм, балки выполнены из железобетона $\rho = 2500$ кг/м³ (удельный вес $\gamma = 25$ кН/м³). Длина балки $l = 4,5$ м. На колонну передается нагрузка с половины балки в осях 1 – 2 и с половины балки в осях 2 – 3 (всего на колонну передается нагрузка от одной балки на покрытие и одной балки на перекрытии):

$N_{\text{балки}}^n = bhl\gamma = 0,20 \cdot 0,40 \cdot 4,50 \cdot 25 = 9,0$ кН – нормативная нагрузка;

$N_{\text{балки}} = N_{\text{балки}}^n \gamma_f = 9,0 \cdot 1,1 = 9,9$ кН – расчетная нагрузка.

5. Собираем нагрузку на низ колонны (верхний обрез фундамента):

$N_n = q_{\text{покрытия}}^n A_{\text{гр}} + q_{\text{перекрытия}}^n A_{\text{гр}} + n_{\text{балок}} N_{\text{балки}}^n + N_{\text{колонны}}^n = 7,17 \cdot 27 + 9,08 \cdot 27 + 2 \cdot 9,0 + 18,84 = 475,59$ кН;

$N = q_{\text{покрытия}} A_{\text{гр}} + q_{\text{перекрытия}} A_{\text{гр}} + n_{\text{балок}} N_{\text{балки}} + N_{\text{колонны}} = 10,58 \cdot 27 + 2 \cdot 9,9 + 20,72 = 566,48$ кН.

При расчетах конструкций не следует забывать, что расчетные нагрузки необходимо умножать на коэффициент надежности по ответственности – γ_n , для большинства жилых и общественных зданий $\gamma_n = 0,95$.

Задание для самостоятельной работы 1

Вариант 1

Задача 1. Определить нагрузку на 1м² перекрытия административного помещения. Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- линолеум на мастике, $t = 4$ мм, $\rho = 1100$ кг/м³;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 30$ мм, $\rho = 1800$ кг/м³;
- звукоизоляционный слой (пенобетонные плиты), $t = 50$ мм, $\rho = 350$ кг/м³;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси А в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800$ кг/м³). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 2

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 перекрытия жилого дома.

Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- пол паркетный, $t = 20\text{ мм}$, $\rho = 800\text{ кг/м}^3$;
- шлакобетонная подготовка, $t = 65\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$;
- звукоизоляционный слой (пенобетонные плиты), $t = 60\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 3

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 перекрытия столовой.

Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- плиточный пол, $t = 15\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- цементный выравнивающий слой, $t = 20\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- шлакобетонная плита, $t = 60\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$;
- железобетонная ребристая панель перекрытия.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси А в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 4

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 перекрытия детского сада.

Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- паркетный пол, $t = 20\text{ мм}$, $\rho = 600\text{ кг/м}^3$;
- цементная стяжка, $t = 20\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- шлакобетон, $t = 50\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$;
- шлак котельный, $t = 30\text{ мм}$, $\rho = 1000\text{ кг/м}^3$;
- монолитная железобетонная плита, $t = 120\text{ мм}$, $\rho = 2500\text{ кг/м}^3$.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 5

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Москва.

Покрытие состоит из следующих слоёв:

- гидроизоляционный ковёр из трёх слоёв рубероида (масса одного слоя $3\text{--}5\text{ кг/м}^2$);
- цементно-песчаная стяжка, $t = 20\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- утеплитель-пенобетон, $t = 120\text{ мм}$, $\rho = 400\text{ кг/м}^3$;
- пароизоляция-один слой рубероида;
- сборная ребристая панель.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси А в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 6

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Тольятти. Покрытие состоит из следующих слоёв:

- рубероид на мастике, $t = 2\text{ мм}$, $\rho = 600\text{ кг/м}^3$;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 40\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- керамзит, $t = 100\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пергамин, $t = 5\text{ мм}$, $\rho = 600\text{ кг/м}^3$;
- железобетонная плита;
- железобетонный ригель размером $b \times h = 20 \times 50\text{ см}$.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 7

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Самара. Покрытие состоит из следующих слоёв:

- гравийная защита, $t = 12\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$;
- трёхслойный рубероидный ковёр;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 30\text{ мм}$, $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$;
- керамзит, $t = 250\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пароизоляция - один слой;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 8

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Краснодар. Покрытие состоит из следующих слоёв:

- защитный слой кровли, $t = 20\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$;
- рулонная кровля из 4 слоёв на мастике;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 15\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- пенобетонные плиты, $t = 100\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пароизоляция;
- железобетонная пустотная плита.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 9

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Томск. Покрытие состоит из следующих слоёв:

- гидроизоляционный ковёр из 4 слоёв рубероида (масса одного слоя $3\text{--}5\text{ кг/м}^2$);
- цементно-песчаная стяжка, $t = 15\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- утеплитель-пенобетон, $t = 100\text{ мм}$, $\rho = 400\text{ кг/м}^3$;
- пароизоляция - 2 слоя рубероида;
- сборная ребристая панель.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси А в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 10

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Ярославль. Покрытие состоит из следующих слоёв:

- рубероид на мастике, $t = 5\text{ мм}$, $\rho = 600\text{ кг/м}^3$;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 30\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- керамзит, $t = 140\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пергамин, $t = 3\text{ мм}$, $\rho = 600\text{ кг/м}^3$;
- железобетонная плита;
- железобетонный ригель размером $b \times h = 30 \times 60\text{ см}$.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 11

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Тула.

Покрытие состоит из следующих слоёв:

- гравийная защита, $t = 10\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$;
- четырёхслойный рубероидный ковёр;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 35\text{ мм}$, $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$;
- керамзит, $t = 120\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пароизоляция - один слой;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 12

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Красноярск.

Покрытие состоит из следующих слоёв:

- защитный слой кровли, $t = 25\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$;
- рулонная кровля из 4 слоёв на мастике;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 20\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- пенобетонные плиты, $t = 120\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пароизоляция;
- железобетонная пустотная плита.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 13

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 перекрытия больницы.

Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- линолеум на мастике, $t = 2\text{ мм}$, $\rho = 1100\text{ кг/м}^3$;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 20\text{ мм}$, $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$;
- звукоизоляционный слой (пенобетонные плиты), $t = 60\text{ мм}$, $\rho = 350\text{ кг/м}^3$;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси А в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 14

Задача 1. Определить нагрузку на 1м^2 перекрытия гостиницы.

Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- пол паркетный, $t = 22\text{мм}$, $\rho = 800\text{кг/м}^3$;
- шлакобетонная подготовка, $t = 60\text{мм}$, $\rho = 1600\text{кг/м}^3$;
- звукоизоляционный слой (пенобетонные плиты), $t = 65\text{мм}$, $\rho = 500\text{кг/м}^3$;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 15

Задача 1. Определить нагрузку на 1м^2 перекрытия кафе.

Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- плиточный пол, $t = 20\text{мм}$, $\rho = 2000\text{кг/м}^3$;
- цементный выравнивающий слой, $t = 22\text{мм}$, $\rho = 2000\text{кг/м}^3$;
- шлакобетонная плита, $t = 65\text{мм}$, $\rho = 1600\text{кг/м}^3$;
- железобетонная ребристая панель перекрытия.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси А в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 16

Задача 1. Определить нагрузку на 1м^2 перекрытия библиотеки.

Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- паркетный пол, $t = 25\text{мм}$, $\rho = 600\text{кг/м}^3$;
- цементная стяжка, $t = 25\text{мм}$, $\rho = 2000\text{кг/м}^3$;
- шлакобетон, $t = 60\text{мм}$, $\rho = 1600\text{кг/м}^3$;
- шлак котельный, $t = 35\text{мм}$, $\rho = 1000\text{кг/м}^3$;
- монолитная железобетонная плита, $t = 120\text{мм}$, $\rho = 2500\text{кг/м}^3$.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 17

Задача 1. Определить нагрузку на 1м^2 покрытия. Район строительства – г. Уфа.

Покрытие состоит из следующих слоёв:

- гидроизоляционный ковёр из 3 слоёв рубероида (масса одного слоя 3–5кг/м²);
- цементно-песчаная стяжка, $t = 20\text{мм}$, $\rho = 1800\text{кг/м}^3$;
- утеплитель-пенобетон, $t = 140\text{мм}$, $\rho = 500\text{кг/м}^3$;
- пароизоляция - 1слой убероида;
- сборная ребристая панель.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси А в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 18

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Пенза. Состоит из следующих слоёв:

- рубероид на мастике, $t = 3\text{ мм}$, $\rho = 600\text{ кг/м}^3$;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 40\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- керамзит, $t = 14\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пергамин, $t = 2\text{ мм}$, $\rho = 600\text{ кг/м}^3$;
- железобетонная плита;
- железобетонный ригель размером $b \times h = 35 \times 65\text{ см}$.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 19

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Тверь. Покрытие состоит из следующих слоёв:

- гравийная защита, $t = 12\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$;
- четырёхслойный рубероидный ковёр;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 20\text{ мм}$, $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$;
- керамзит, $t = 140\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пароизоляция - один слой;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 20

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Ижевск. Покрытие состоит из следующих слоёв:

- защитный слой кровли, $t = 15\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$;
- рулонная кровля из 3 слоёв на мастике;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 15\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- пенобетонные плиты, $t = 100\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пароизоляция;
- железобетонная пустотная плита.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 21

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 перекрытия поликлиники. Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- линолеум на мастике, $t = 5\text{ мм}$, $\rho = 1100\text{ кг/м}^3$;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 25\text{ мм}$, $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$;
- звукоизоляционный слой (пенобетонные плиты), $t = 70\text{ мм}$, $\rho = 550\text{ кг/м}^3$;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси А в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 22

Задача 1. Определить нагрузку на 1м^2 перекрытия общежития.

Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- пол паркетный, $t = 18\text{мм}$, $\rho = 800\text{кг/м}^3$;
- шлакобетонная подготовка, $t = 40\text{мм}$, $\rho = 1600\text{кг/м}^3$;
- звукоизоляционный слой (пенобетонные плиты), $t = 60\text{мм}$, $\rho = 500\text{кг/м}^3$;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 23

Задача 1. Определить нагрузку на 1м^2 перекрытия торгового зала.

Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- плиточный пол, $t = 15\text{мм}$, $\rho = 2000\text{кг/м}^3$;
- цементный выравнивающий слой, $t = 20\text{мм}$, $\rho = 2000\text{кг/м}^3$;
- шлакобетонная плита, $t = 55\text{мм}$, $\rho = 1600\text{кг/м}^3$;
- железобетонная ребристая панель перекрытия.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси А в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 24

Задача 1. Определить нагрузку на 1м^2 перекрытия административного здания.

Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- паркетный пол, $t = 18\text{мм}$, $\rho = 800\text{кг/м}^3$;
- цементная стяжка, $t = 20\text{мм}$, $\rho = 2000\text{кг/м}^3$;
- шлакобетон, $t = 40\text{мм}$, $\rho = 1600\text{кг/м}^3$;
- шлак котельный, $t = 40\text{мм}$, $\rho = 1000\text{кг/м}^3$;
- монолитная железобетонная плита, $t = 16\text{мм}$, $\rho = 2500\text{кг/м}^3$.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 25

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Казань.

Покрытие состоит из следующих слоёв:

- гидроизоляционный ковёр из 3 слоёв рубероида (масса одного слоя $3\text{–}5\text{кг/м}^2$);
- цементно-песчаная стяжка, $t = 20\text{мм}$, $\rho = 1800\text{кг/м}^3$;
- утеплитель-пенобетон, $t = 140\text{мм}$, $\rho = 500\text{кг/м}^3$;
- пароизоляция - 1 слой рубероида;
- сборная ребристая панель.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси А в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4

Вариант 26

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Тамбов. Состоит из следующих слоёв:

- рубероид на мастике, $t = 3\text{ мм}$, $\rho = 600\text{ кг/м}^3$;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 40\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- керамзит, $t = 14\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пергамин, $t = 2\text{ мм}$, $\rho = 600\text{ кг/м}^3$;
- железобетонная плита;
- железобетонный ригель размером $b \times h = 35 \times 65\text{ см}$.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях –4.

Вариант 27

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Воронеж. Покрытие состоит из следующих слоёв:

- гравийная защита, $t = 12\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$;
- четырёхслойный рубероидный ковёр;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 20\text{ мм}$, $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$;
- керамзит, $t = 140\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пароизоляция - один слой;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 28

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 покрытия. Район строительства – г. Иркутск. Покрытие состоит из следующих слоёв:

- защитный слой кровли, $t = 15\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$;
- рулонная кровля из 3 слоёв на мастике;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 15\text{ мм}$, $\rho = 2000\text{ кг/м}^3$;
- пенобетонные плиты, $t = 100\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$;
- пароизоляция;
- железобетонная пустотная плита.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 29

Задача 1. Определить нагрузку на 1 м^2 перекрытия школы. Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- линолеум на мастике, $t = 5\text{ мм}$, $\rho = 1100\text{ кг/м}^3$;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 25\text{ мм}$, $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$;
- звукоизоляционный слой (пенобетонные плиты), $t = 70\text{ мм}$, $\rho = 550\text{ кг/м}^3$;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси А в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

Вариант 30

Задача 1. Определить нагрузку на 1м^2 перекрытия архива.

Перекрытие состоит из следующих слоёв:

- пол паркетный, $t = 18\text{мм}$, $\rho = 800\text{кг/м}^3$;
- шлакобетонная подготовка, $t = 40\text{мм}$, $\rho = 1600\text{кг/м}^3$;
- звукоизоляционный слой (пенобетонные плиты), $t = 60\text{мм}$, $\rho = 500\text{кг/м}^3$;
- пустотная плита ПК.

Задача 2. Пользуясь данными примера 7 определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси В в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3. Пользуясь данными примера 7 и задачами 1 и 2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №2

Расчёт центрально-растянутых и сжатых элементов металлических конструкций

Цель работы - научиться рассчитывать элементы металлических конструкций, работающие на центральное растяжение и сжатие

В результате выполнения работы студент должен:

знать виды ферм, генеральные размеры, некоторые правила конструирования ферм и узлов;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение растянутого и сжатого сечения стержня стальной фермы.

Теоретическое обоснование:

1. Центрально-растянутые элементы

Условие прочности

$$N / A_n \leq R_y \cdot \gamma_c$$

где γ_c – коэффициент условия работы

2. Центрально-сжатые элементы

Условие устойчивости

$$N / \varphi \cdot A \leq R_y \cdot \gamma_c$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, учитывающий снижение несущей способности гибкого элемента; зависит от гибкости элемента $\lambda = l_{ef} / i$ и расчётного сопротивления стали (табл. 72 СНиП II-23);

l_{ef} – расчётная длина элемента (табл. 11,12,13,14,16,17 СНиП II-23).

Для колонн, стоек $l_{ef} = \mu \cdot l$; l – расчётная длина колонны, отдельного её участка или высоты этажа; μ – коэффициент расчётной длины, зависит от условий закрепления на опорах и вида нагрузки.

Для предварительных расчётов коэффициент φ принимается в пределах $\varphi = 0,5 \dots 0,9$, для поясов ферм, опорных подкосов и колонн – в пределах $\varphi = 0,7 \dots 0,9$, для прочих элементов $\varphi = 0,5 \dots 0,6$.

Пример 1. Подобрать сечение стержня решетки стальной фермы, работающей в климатическом районе П₄ (рис. 9.12). На стержень действует растягивающее усилие $N = 200$ кН (нагрузка статическая). Геометрическая длина стержня (расстояние между узлами) $l = 3000$ мм. Предельная гибкость $\lambda_{max} = 400$. Толщина фасонки $t = 10$ мм.

Решение.

1. Учитывая климатический район и то, что фермы относятся к конструкциям группы 2 (табл. 50* СНиП II-23-81*), принимаем из рекомендованных сталей сталь С245.

2. Находим расчетное сопротивление стали по пределу текучести (табл. 2.2): $R_y = 240$ МПа = 240,0 кН/см² (при толщине проката 2–20 мм).

3. Определяем коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,95$ (табл. 2.3).

4. Определяем расчетные длины стержня (см. табл. 11 СНиП II-23-81*):

расчетная длина в плоскости фермы:

$$l_{fx} = 0,8l = 0,8 \cdot 3000 = 2400 \text{ мм};$$

расчетная длина в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы:

$$l_{fy1} = l = 3000 \text{ мм};$$

5. Находим требуемую площадь сечения стержня:

$$A = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{200}{24 \cdot 0,95} = 8,77 \text{ см}^2.$$

6. По сортаменту прокатной угловой стали (Приложение 1, табл. 3) подбираем уголки, при этом учитываем, что сечение стержня состоит из двух уголков; площадь одного уголка будет равна: $A_{ly} = 8,77/2 = 4,39$ см²; принимаем 2 уголка 50 х 50 х 5; $A_{ly} = 4,8$ см²; $i_x = 1,92$ см; $i_{y1} = 2,45$ см.

7. Проверяем принятое сечение:

а) проверяем прочность:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{200}{9,6} = 20,8 \leq R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2;$$

прочность обеспечена;

б) проверяем гибкость:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{240}{1,92} = 125 < \lambda_{max} = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y1}}{i_{y1}} = \frac{300}{2,45} = 122,4 < \lambda_{max} = 400;$$

гибкость в пределах норм.

Вывод. Принимаем сечение стержня из двух уголков 50 х 50 х 5, сталь С245.

Пример 2. Подобрать сечение стержня решетки фермы (рис. 9.12), работающей в климатическом районе П4. На стержень действует сжимающее усилие $N = 359$ кН (нагрузка статическая). Геометрическая длина стержня $l = 4520$ мм. Предельная гибкость $\lambda_{max} = 210 - 60\alpha$, (см. табл. 5.4). Толщина фасонки $t = 10$ мм.

Решение.

1. Учитывая, что климатический район строительства П4, фермы относятся к конструкциям группы 2 (табл. 50* СНиП II-23-81*), из допускаемых к использованию сталей принимаем сталь С345-1.

2. Находим расчетное сопротивление стали по пределу текучести $R_y = 335$ МПа = 33,5 кН/см² (при толщине проката 2–10 мм, табл. 2.2).

3. Определяем коэффициент условий работы (табл. 2.3): предполагая, что гибкость стержня будет больше 60, принимаем по п. 3 табл. 2.3 $\gamma_c = 0,8$; также для нашего случая подходит коэффициент условия работы по п. 6а табл. 2.3, $\gamma_c = 0,95$; принимаем в расчет меньшее значение коэффициента $\gamma_c = 0,8$.

4. Определяем расчетные длины стержня: расчетная длина в плоскости фермы $l_{ef,x} = 0,8l = 0,8 \cdot 4520 = 3616$ мм; расчетная длина в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, $l_{ef,y1} = l = 4520$ мм (табл. 11 СНиП II-23-81*).

5. Находим требуемую площадь сечения стержня из формулы устойчивости; для этого предварительно принимаем гибкость стержня $\lambda = 100$ и по гибкости находим коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,493$ (табл. 5.3):

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{359}{0,493 \cdot 33,5 \cdot 0,8} = 27,17 \text{ см}^2.$$

6. Определяем требуемые радиусы инерции:

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda} = \frac{361,6}{100} = 3,61 \text{ см};$$

$$i_{y1} = \frac{l_{ef,y1}}{\lambda} = \frac{452}{100} = 4,52 \text{ см}.$$

7. По сортаменту (Приложение 1, табл. 2) подбираем уголки по трем параметрам: A , i_x , i_{y1} ; при подборе уголков не забываем, что площадь стержня состоит из двух уголков; требуемая площадь одного уголка $A_{1y} = 27,17/2 = 13,59$ см²; принимаем уголки: 2 уголка 100 х 8; $A_{1y} = 15,6$ см²; $i_x = 3,07$ см; $i_{y1} = 4,47$ см (принятое сечение имеет площадь больше требуемой, а радиусы инерции имеют значения меньше, но близкие к требуемым).

8. Проверяем принятое сечение:

а) определяем гибкости:

$$\lambda_x = \frac{l_{\sigma,x}}{i_x} = \frac{361,6}{3,07} = 117,59;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\sigma,y1}}{i_{y1}} = \frac{452}{4,47} = 100,89;$$

б) по наибольшей гибкости $\lambda = 117,59$ определяем (табл. 5.3) коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,473$;

в) находим значение коэффициента α :

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_{\gamma_c}} = \frac{359}{0,473 \cdot 31,2 \cdot 33,5 \cdot 0,8} = 0,91 > 0,5;$$

так как значение коэффициента получилось больше 0,5, принимаем величину коэффициента $\alpha = 0,91$;

г) определяем предельную гибкость:

$$\lambda_{max} = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0,91 = 155,4;$$

наибольшая гибкость стержня $\lambda_x = 117,59$, что меньше предельной гибкости $\lambda_{max} = 155,4$, следовательно, гибкость стержня в пределах нормы;

д) проверяем устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{359}{0,473 \cdot 31,2} = 24,3 \leq R_{\gamma_c} = 33,5 \cdot 0,8 = 26,8 \text{ кН/см}^2;$$

устойчивость обеспечена.

Вывод. Принимаем сечение стержня из двух уголков 100 х 8, сталь С345-1.

Задание для самостоятельной работы.

Задача 1. Подобрать сечение растянутого стержня решётки стальной фермы. На стержень действует усилие $N = \dots$ кН, Геометрическая длина стержня $l = \dots$ мм. Предельная гибкость $\lambda = 400$. Толщина фасонки $t = \dots$ мм.

Задача 2. Подобрать сечение сжатого стержня решётки стальной фермы. На стержень действует усилие $N = \dots$ кН. Геометрическая длина стержня $l = \dots$ мм. Предельная гибкость $\lambda_{max} = 210 - 60\alpha$. Толщина фасонки $t = \dots$ мм.

Таблица 1

| № варианта | Марка стали | Усилие | Длина стержня | Толщина фасонки |
|------------|-------------|--------|---------------|-----------------|
| 1 | C245 | 100 | 3000 | 8 |
| 2 | C345 | 120 | 3200 | 10 |
| 3 | C245 | 140 | 3300 | 12 |
| 4 | C345 | 150 | 3400 | 14 |
| 5 | C245 | 160 | 3500 | 16 |
| 6 | C345 | 170 | 3600 | 12 |
| 7 | C245 | 180 | 3700 | 14 |
| 8 | C345 | 200 | 3800 | 16 |
| 9 | C245 | 210 | 3900 | 12 |
| 10 | C345 | 220 | 4000 | 10 |
| 11 | C245 | 230 | 4100 | 14 |
| 12 | C345 | 240 | 4050 | 15 |
| 13 | C245 | 250 | 4150 | 10 |
| 14 | C345 | 260 | 4200 | 12 |
| 15 | C245 | 270 | 3950 | 14 |

| | | | | |
|----|------|-----|------|----|
| 16 | C345 | 280 | 4250 | 16 |
| 17 | C245 | 290 | 4300 | 10 |
| 18 | C345 | 300 | 5350 | 12 |
| 19 | C245 | 310 | 4400 | 14 |
| 20 | C345 | 320 | 4450 | 16 |
| 21 | C245 | 330 | 4500 | 10 |
| 22 | C345 | 340 | 4520 | 12 |
| 23 | C245 | 350 | 4530 | 14 |
| 24 | C345 | 360 | 4540 | 16 |
| 25 | C245 | 370 | 4550 | 10 |
| 26 | C345 | 380 | 4560 | 12 |
| 27 | C245 | 290 | 4570 | 14 |
| 28 | C345 | 400 | 4580 | 16 |
| 29 | C245 | 410 | 4590 | 10 |
| 30 | C345 | 420 | 4600 | 12 |

Практическое занятие №3 Расчёт сварных и болтовых соединений

Цель работы - научиться рассчитывать длину флангового шва в узле фермы

В результате выполнения работы студент должен:

знать наиболее распространённые виды соединений для конструкций из различных материалов; некоторые правила конструирования соединений;

уметь рассчитать, т.е. определить высоту и длину сварного шва в симметричном сварном соединении.

Теоретическое обоснование:

1. Расчет стыкового сварного шва на растяжение и сжатие

При работе на растяжение или сжатие стыковой сварной шов рассчитывается по формуле

$$\sigma_w = \frac{N}{t l_w} \leq R_{wy} \gamma_c,$$

где l_w – расчетная длина шва; $l_w = l - 2t$ (рис. 1) (при сварке с технологическими планками $l_w = l$);

t – расчетная толщина шва, равная наименьшей толщине соединяемых элементов;

R_{wy} – расчетное сопротивление стыкового шва (при работе на растяжение, изгиб; при визуальном контроле качества шва и ручной или полуавтоматической сварке $R_{wy} = 0,85R_y$; в остальных случаях $R_{wy} = R_y$, значение R_y – см. табл. 2.2);

γ_c – коэффициент условий работы.

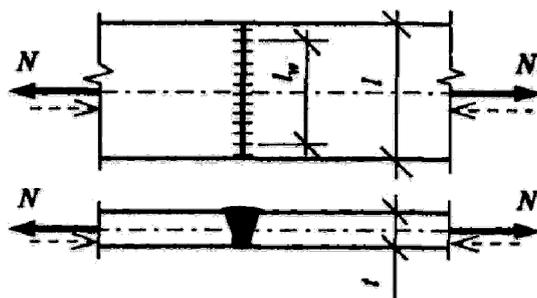


Рис. 1

Расчетная длина флангового шва должна быть не более $85\beta_f k_f$, где β_f – коэффициент, принимаемый по табл. 34* СНиП II-23-81*, за исключением швов, в которых усилие действует на всем протяжении шва.

Применяя для соединения листов косые стыковые швы, тем самым увеличиваем длину шва, и при углах наклона швов $< 67^\circ$ получаем соединение, не уступающее по прочности основному металлу, такие стыковые швы можно не рассчитывать (см. рис. 8.1, б).

2. Расчет углового сварного шва на растяжение и сжатие

Угловые сварные швы рассчитываются по двум сечениям: по металлу шва (сечение 1) и по металлу границы сплавления (сечение 2) (рис. 2).

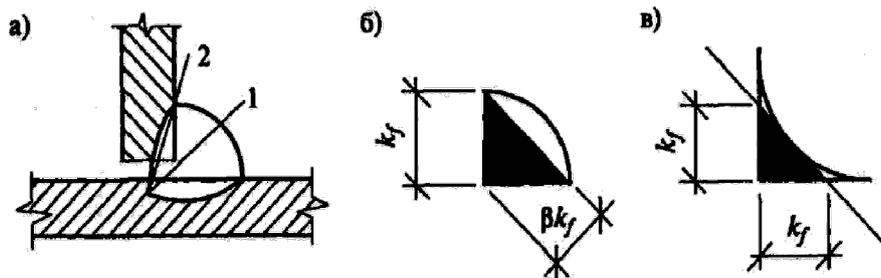


Рис. 2

а) расчет по металлу шва (сечение 1, рис. 2):

$$N/(\beta_f k_f l_w) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c;$$

б) расчет по границе сплавления (сечение 2, рис. 2):

$$N/(\beta_z k_f l_w) \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c;$$

где β_f , β_z – коэффициенты, для сталей с пределом текучести до 530 МПа принимаемые в зависимости от вида сварки и положения швов по табл. 34* СНиП II-23-81* (для ручной электродуговой сварки $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$; для других видов сварки – см. табл. 34*), для сталей с пределом текучести более 530 МПа принимаются независимо от вида сварки, положения шва и диаметра проволоки: $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$;

γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, равные 1,0 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂, и III₃, для которых $\gamma_{wf} = 0,85$ для металла шва с нормативным сопротивлением $R_{wm} = 410$ МПа, $\gamma_{wz} = 0,85$ – для всех сталей;

l_w – расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм;

R_{wf} – расчетное сопротивление углового шва, при расчете по металлу шва определяется по табл. 56 СНиП II-23-81* в зависимости от марки электродов;

R_{wz} – расчетное сопротивление углового шва при расчете по границе сплавления;

$R_{wz} = 0,45R_{wm}$ (величину R_{wm} – см. табл. 51* СНиП II-23-81*);

k_f – высота катета шва (см. рис. 2). Минимальные катеты швов – см. табл. 38* СНиП II-23-81*.

1. Особенности расчета угловых швов при прикреплении уголков

При расчете прикрепления уголков угловыми сварными швами учитывают, что усилие, действующее на уголок, прикладывается к его центру тяжести и при приварке уголка к фанонке распределяется между швами, выполненными по обушке и по перу уголка (рис. 3). Распределение усилия происходит пропорционально площадям, отсеченным у уголка на разрезе линией центра тяжести. В равнополочных уголках на швы по обушке приходится 70% усилия, на швы по перу 30%. Соответственно, при одинаковых по высоте катетах шва длина шва по обушке составит 70%, а по перу 30% от общей длины шва. Общая длина шва определяется по формулам расчета угловых сварных швов.



Рис. 3

Высота катета шва k_f по перу уголка обычно принимается меньше на 2 мм толщины уголка t , по обушке уголка высота катета назначается не более $1,2t$. Высоты катетов швов по перу уголка и по обушке могут назначаться одинаковыми с учетом требований п.12.8 СНиП II-23-81*. Расчетная длина углового сварного шва принимается не менее $4k_f$ и не менее 40 мм.

4. Расчет сварных соединений на действие изгибающего момента

В случае воздействия изгибающего момента на сварное соединение расчет производится в зависимости от вида сварных швов. При воздействии на стыковые швы момента M в плоскости, перпендикулярной плоскости шва (рис. 8.9, а), расчет выполняется по формуле

$$\sigma_w = M/W_w \leq R_w \gamma_c;$$

где W_w – момент сопротивления расчетного сечения шва;

Пример 1. Рассчитать прикрепление двух уголков 100 х 8 к фасонке фермы толщиной $t = 10$ мм. Уголки и фасонка фермы выполнены из стали С345. На стержень действует растягивающее усилие $N = 300$ кН; $\gamma_n = 1,0$. Сварка ручная электродуговая. Климатический район строительства П4. Коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,95$ (рис. 4).

Решение.

1. Определяем группу конструкции по табл. 50* СНиП II-23-81*: стержень фермы относится ко 2-й группе, а фасонка фермы – к 1-й группе.

2. Принимаем марку электродов: для сварки элементов, относящихся к 1-й группе конструкций и учитывая, что элемент выполнен из стали С345, по табл. 55* СНиП II-23-81* принимаем электроды Э50А. $R_{wf} = 215$ Мпа = $18,0$ кН/см² (табл. 56 СНиП II-23-81*). $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 490 = 220,5$ Мпа = $22,5$ кН/см² ($R_{un} = 490$ Мпа – см. табл. 2.2).

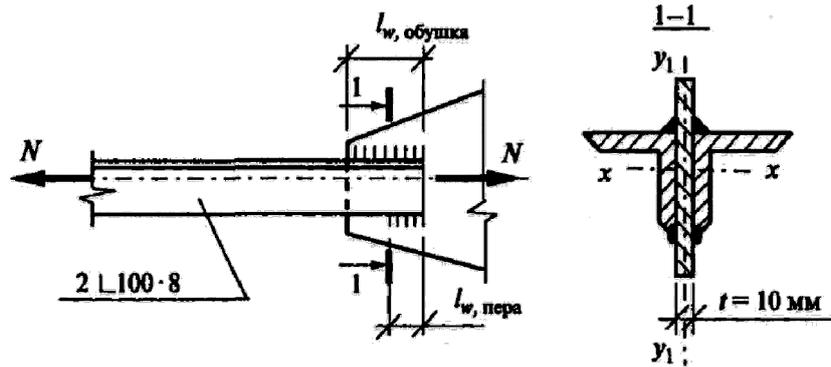


Рис. 4

3. Принимаем высоту катетов швов одинаковую по перу и по обушку уголков $k_f = 6$ мм = $0,6$ см; высота катета принята больше минимальной высоты $k_{f,min} = 5$ мм (табл. 38* СНиП II-23-81*).

4. Определяем по табл. 34* СНиП II-23-81* коэффициенты: $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$.

5. Устанавливаем для климатического района П4 коэффициенты: $\gamma_{wf} = 1,0$; $\gamma_{wz} = 1,0$.

6. Определяем расчетную длину швов по металлу шва:

$$l_w = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{300}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 21,5 \cdot 1,0 \cdot 0,95} = 34,97 \text{ см};$$

7. Определяем расчетную длину швов по металлу границы сплавления:

$$l_w = \frac{N}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{300}{1,0 \cdot 0,6 \cdot 22,5 \cdot 1,0 \cdot 0,95} = 23,39 \text{ см};$$

8. Длины швов принимаем по наибольшей длине (в данном случае по металлу шва). Следует учитывать, что эта длина шва требуется для прикрепления двух уголков. Распределяем швы между уголками – по перу (30%) и обушку уголка (70%):

$$l_{w,обушка} = 0,7 l_w / 2 = 0,7 \cdot 34,97 / 2 = 12,24 \text{ см};$$

с учетом непровара принимаем

$$l_{w,обушка} = 12,24 + 1,0 = 13,24 \text{ см, округляем до } 13,5 \text{ см};$$

$$l_{w,перу} = 0,3 l_w / 2 = 0,3 \cdot 34,97 / 2 = 5,25 \text{ см};$$

с учетом непровара принимаем

$$l_{w,перу} = 5,25 + 1,0 = 6,25 \text{ см, округляем до } 6,5 \text{ см}.$$

Вывод. Принимаем швы с высотой катета $k_f = 6$ мм; сварка ручная электродуговая; электроды Э42А; распределение швов по обушку и перу уголка.

Задание для самостоятельной работы.

Задача 1. Определить длину сварных швов, прикрепляющих уголок к фасонке фермы. Климатический район строительства П4, $\gamma_s = 0,9$. Сварка ручная электродуговая. На стержень из уголка 70 х 6 действует растягивающее усилие $N = 100$ кН, $\gamma_p = 0,95$; фасонка выполнена толщиной $t = 12$ мм, сталь С245 (рис. 5).

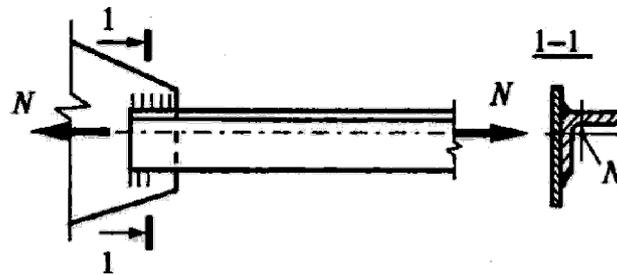


Рис. 5

Таблица 1

| №варианта | Марка стали | Уголок | Усилие, кН | Толщина фасонки, мм |
|-----------|-------------|--------|------------|---------------------|
| 1 | C245 | 70x6 | 60 | 10 |
| 2 | C235 | 63x5 | 65 | 12 |
| 3 | C245 | 50x5 | 70 | 14 |
| 4 | C235 | 70x5 | 75 | 10 |
| 5 | C245 | 75x6 | 80 | 12 |
| 6 | C235 | 80x6 | 85 | 14 |
| 7 | C245 | 90x6 | 90 | 10 |
| 8 | C235 | 50x5 | 95 | 12 |
| 9 | C245 | 63x5 | 100 | 14 |
| 10 | C235 | 70x5 | 110 | 10 |
| 11 | C245 | 70x6 | 120 | 12 |
| 12 | C235 | 75x5 | 60 | 14 |
| 13 | C245 | 80x6 | 65 | 10 |
| 14 | C235 | 90x6 | 70 | 12 |
| 15 | C245 | 50x5 | 75 | 14 |
| 16 | C235 | 63x5 | 80 | 10 |
| 17 | C245 | 70x5 | 85 | 12 |
| 18 | C235 | 70x6 | 90 | 14 |
| 19 | C245 | 75x5 | 95 | 10 |
| 20 | C235 | 80x6 | 100 | 12 |
| 21 | C245 | 90x6 | 110 | 14 |
| 22 | C235 | 50x5 | 120 | 10 |
| 23 | C245 | 63x5 | 60 | 12 |
| 24 | C235 | 70x5 | 65 | 14 |
| 25 | C245 | 70x6 | 70 | 10 |
| 26 | C235 | 75x5 | 75 | 12 |
| 27 | C245 | 80x6 | 80 | 14 |
| 28 | C235 | 90x6 | 85 | 10 |
| 29 | C245 | 70x5 | 90 | 12 |
| 30 | C235 | 70x6 | 95 | 14 |

Практическое занятие №4

Расчёт стальной балки из прокатного двутавра

Цель работы - подбор сечения балки из прокатного двутавра и проверка жёсткости.

В результате выполнения работы студент должен:

знать работу изгибаемых конструкций при поперечном изгибе от равномерно распределённой нагрузки; особенности работы стальных балок; возможный характер потери несущей способности и жёсткости; предпосылки для расчёта;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение и проверить несущую способность стальной прокатной двутавровой балки на прочность и жёсткость.

Теоретическое обоснование:

Расчет балок производят по двум предельным состояниям. По первому предельному состоянию ведут расчет на прочность, общую и местную устойчивость, а по второму предельному состоянию производят расчет по деформациям.

1. Расчет прочности

Расчет прочности заключается в ограничении напряжений, возникающих в балке при ее работе.

- Нормальные напряжения проверяются по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_{n,min}} \leq R_y \gamma_c,$$

где M – изгибающий момент, действующий в расчетном сечении;

$W_{n,min}$ – минимальный момент сопротивления нетто. При отсутствии ослаблений в рассчитываемом сечении момент сопротивления нетто равен моменту сопротивления брутто, $W_{n,min} = W_x$;

R_y – расчетное сопротивление стали, взятое по пределу текучести;

γ_c – коэффициент условия работы.

- Касательные напряжения проверяются по формуле

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x t} \leq R_s \gamma_c,$$

где Q – поперечная сила, действующая в расчетном сечении;

S_x – статический момент инерции относительно оси $x-x$;

I_x – момент инерции сечения относительно оси $x-x$;

t – толщина стенки;

R_s – расчетное сопротивление сдвигу, $R_s = 0,58R_y$

2. Расчет по деформациям

Часто балки, в которых обеспечена прочность и устойчивость, не могут быть использованы, так как они не удовлетворяют требованиям жесткости. Прогибы таких балок больше предельно допустимых, что затрудняет их эксплуатацию (например, в месте прогиба прогона покрытия будет скапливаться вода на кровле, или будут растрескиваться конструкции, опирающиеся на балку, либо это неприемлемо по эстетическим соображениям и т.п.).

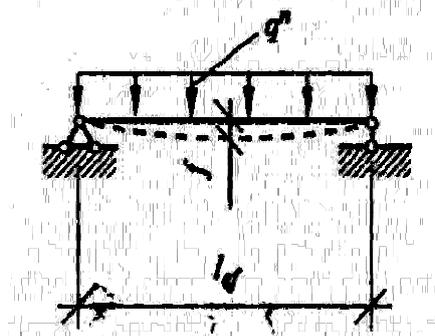


Рис. 1

Для приведенной на рис. 1 схемы загрузки прогиб определяется по формуле (см. табл. 7.1)

$$f = \frac{5q^n l^4}{384EI_x},$$

где E – модуль упругости стали;

I_x – момент инерции, взятый относительно оси изгиба балки;

q^n – нормативная распределенная по длине балки (погонная) нагрузка.

Прогибы балок ограничиваются предельными прогибами $f \leq f_u$ (см. параграф 7.1.2).

Порядок расчета прокатной балки

Прокатные балки проектируются из двутавров, реже швеллеров. При расчете возникают следующие типы задач: подбор сечения (тип 1), проверка прочности имеющейся балки (тип 2).

Подбор сечения прокатных балок (тип 1) можно выполнять в следующей последовательности:

1. Определяют тип балочной клетки, шаг балок, пролет балки; собирают нагрузки на один погонный метр балки с учетом нагрузки от ее собственного веса (нагрузка от веса балки принимается приблизительно); определяют расчетную схему балки и строят эпюры поперечных сил и моментов.

2. Принимают сталь и находят ее расчетное сопротивление R_y ; устанавливают коэффициент условия работы γ_c .

3. По максимальному моменту определяют требуемый момент сопротивления из уравнения:

$$W_x = \frac{M}{R_y \gamma_c}.$$

4. По сортаменту прокатных профилей находят двутавр, имеющий момент сопротивления, который равен или несколько больше требуемого. Для выбранного двутавра выписывают фактические значения: момента сопротивления W_x ; момента инерции I_x ; статического момента инерции S_x ; толщины стенки двутавра t .

5. Для контроля выбранного сечения производят проверку выбранного сечения двутавра по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq R_y \gamma_c.$$

6. Как уже отмечалось, двутавровые балки, выполненные из прокатных профилей, при действии на них равномерно распределенной нагрузки можно не рассчитывать по прочности на касательные напряжения, но в случае воздействия на них сосредоточенных сил следует проверять выбранное сечение по формуле

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x t} \leq R_y \gamma_c,$$

где Q – максимальная поперечная сила;

$$R_s = 0,58R_y.$$

7. Часто по балкам устраивается жесткий настил, который препятствует потере общей устойчивости, но в случае, если возможна потеря общей устойчивости, необходимо проводить соответствующий расчет по п. 5.15 СНиП II-23-81*.

8. При воздействии на верхний пояс балки сосредоточенных нагрузок также следует проводить проверку местной устойчивости стенки по п. 5.13 СНиП II-23-81*.

9. Проводят расчет балки по деформациям (расчетные формулы для определения прогибов для различных схем загрузки приведены в табл. 7.1); для балки, изображенной на рис. 1,

$$f = \frac{5q^n l_{ef}^4}{384EI_x} \leq f_u$$

– прогиб балок определяется на действие нормативных нагрузок, так как данный расчет относится ко второй группе предельных состояний.

В случае если прогиб получился больше предельного, следует увеличивать сечение балки и заново производить проверку прогиба. Расчет балок из прокатных швеллеров производят аналогично расчету балок из прокатных двутавров.

Пример 1. По данным примера 7 рассчитать балку перекрытия, выполненную из прокатного двутавра (рис. 2). Принято, что балка опирается на пилястру и стальную колонну (рассчитанную в примере 5.1). Нагрузку на балку собираем с грузовой площади длиной $l_{гр} = 6,0$ м (см. рис. 3.3). Нагрузка на квадратный метр перекрытия $q_{\text{перекрытия}}^n = 9,08$ кПа; $q_{\text{перекрытия}} = 10,58$ кПа. Собственный вес погонного метра балки ориентировочно принимаем

$$g_{\text{балки}}^n = 0,50 \text{ кН/м}; \gamma_f = 1,05; g_{\text{балки}} = g_{\text{балки}}^n \gamma_f = 0,50 \cdot 1,05 = 0,53 \text{ кН/м}.$$

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$.

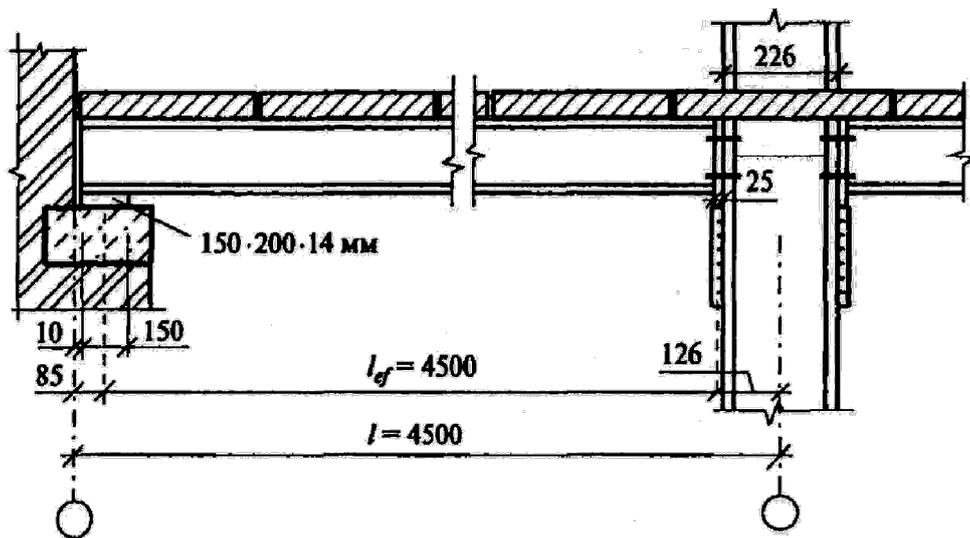


Рис. 2

Решение.

1. Определяем нагрузку, действующую на погонный метр балки:

• нормативная нагрузка

$$q_n = q_{\text{перекрытия}}^n l_{гр} + g_{\text{балки}}^n = 9,08 \cdot 6 + 0,50 = 54,98 \text{ кН/м} = 0,5498 \text{ кН/см};$$

• нормативная длительная нагрузка – полное значение временной нагрузки на перекрытие торговых залов $p_n = 4,0$ кПа, пониженное значение, являющееся временной длительной нагрузкой, $p_n^l = 1,4$ кПа (см. табл. 3.3):

$$q_l^n = q_n - p_n l_{гр} + p_n^l l_{гр} = 54,98 - 4,0 \cdot 6,0 + 1,4 \cdot 6,0 = 39,38 \text{ кН/м} = 0,3938 \text{ кН/см};$$

• расчетная нагрузка

$$q = q_{\text{перекрытия}} l_{гр} + g_{\text{балки}} = 10,58 \cdot 6 + 0,53 = 64,01 \text{ кН/м};$$

• расчетная нагрузка с учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$

$$q = 64,01 \cdot 0,95 = 60,81 \text{ кН/м}.$$

2. Принимаем предварительно размеры опорной пластины и опорного ребра балки и определяем ее расчетную длину:

$$l_{ef} = l - 85 - 126 = 4500 - 85 - 126 = 4289 \text{ мм} = 4,29 \text{ м}.$$

3. Устанавливаем расчетную схему (рис. 3) и определяем максимальную поперечную силу и максимальный момент:

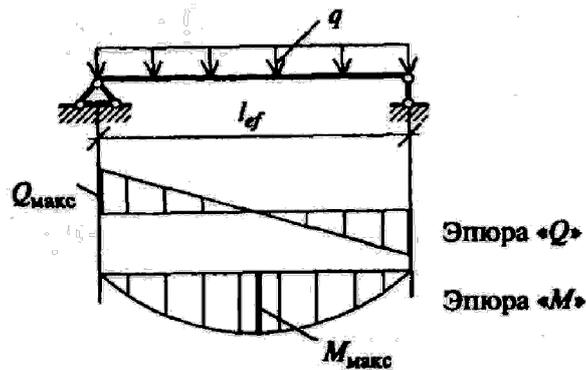


Рис. 3

$$Q = ql_{eff}/2 = 60,81 \cdot 4,29/2 = 130,44 \text{ кН};$$

$$M = ql_{eff}^2/8 = 60,81 \cdot 4,3062/8 = 139,89 \text{ кНм};$$

4. По табл. 50* СНиП II-23-81* определяем группу конструкций, к которой принадлежит балка, и задаемся сталью: группа конструкций – 2; принимаем из допустимых к применению сталей сталь С245. Расчетное сопротивление стали по пределу текучести (с учетом, что балка выполняется из фасонного проката и приняв предварительно толщину проката до 20 мм) $R_y = 240 \text{ МПа} = 24,0 \text{ кН/см}^2$ (табл. 2.2). Коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,9$ в соответствии с п. 1 табл. 2.3 (балки под торговым залом магазина).

5. Определяем требуемый момент сопротивления балки W_x :

$$W_x = \frac{M}{R_y \gamma_c} = \frac{13989}{24 \cdot 0,9} = 647,64 \text{ см}^3.$$

6. По сортаменту (Приложение 1, табл. 2) принимаем двутавр 35Б2, который имеет момент сопротивления близкий к требуемому. Выписываем характеристики двутавра: $W_x = 662,2 \text{ см}^3$; $I_x = 11\,550 \text{ см}^4$; $S_x = 373 \text{ см}^3$; толщина стенки $t = 10 \text{ мм}$; высота $h = 349 \text{ мм}$; ширина $b = 155 \text{ мм}$; масса 1 м длины 43,3 кг/м, что близко к первоначально принятой, – оставляем нагрузки без изменения.

7. Проверяем прочность на действие касательных напряжений τ :

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x} = \frac{130,44 \cdot 373}{11\,550 \cdot 1,0} = 4,21 \text{ кН/см}^2;$$

$R_{S\gamma_c} = 0,58 R_y \gamma_c = 0,58 \cdot 24 \cdot 0,9 = 12,53 \text{ кН/см}^2$ ($R_S = 0,58 R_y$ – расчетное сопротивление сдвигу); $\tau = 4,21 \text{ кН/см}^2 < R_{S\gamma_c} = 12,53 \text{ кН/см}^2$; прочность обеспечена.

Так как на верхний пояс опираются железобетонные плиты, которые удерживают балку от потери устойчивости, расчет общей потери устойчивости не производим. Также отсутствуют сосредоточенные силы, следовательно, проверку местных напряжений проводить не надо.

8. Проверяем жесткость балки:

- предельный прогиб по эстетико-психологическим требованиям определяется в зависимости от длины элемента по интерполяции (предельный прогиб для балки длиной 4,5 м находится между значениями прогибов для балок длиной 3 м и 6 м и равен (см. табл. 7.4): $f_u = l/175 = 430,6/175 = 2,46 \text{ см}$);

- предельный прогиб в соответствии с конструктивными требованиями (табл. 7.2) $f_u = l/150 = 430,6/150 = 2,87 \text{ см}$.

Модуль упругости стали $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$.

Значение прогиба в соответствии с эстетико-психологическими требованиями определяется от действия нормативной длительной нагрузки $q^nl = 0,3938 \text{ кН/см}$:

$$f = \frac{5q_l^nl^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 0,3938 \cdot 429^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 11\,550} = 0,73 \text{ см};$$

$$f = 0,73 \text{ см} < f_u = 2,46 \text{ см};$$

прогиб по конструктивным требованиям определяется от всей нормативной нагрузки $q^n = 0,5498$ кН/см:

$$f = \frac{5q^n l^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 0,5498 \cdot 430,6^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 11\,550} = 1,03 \text{ см};$$

$$f = 1,03 \text{ см} < f_u = 2,87 \text{ см};$$

прогибы балки по эстетико-психологическим и конструктивным требованиям находятся в пределах нормы. Прогибы по технологическим требованиям не рассматриваются, так как по перекрытию нет движения технологического транспорта. Рассмотрение прогибов по физиологическим требованиям выходит за рамки нашего курса.

Вывод. Окончательно принимаем для изготовления балки двутавр 35Б2, отвечающий требованиям прочности и жесткости

Задание для самостоятельной работы.

Задача 1. Определить несущую способность стальной балки перекрытия (какой изгибающий момент она способна воспринимать из условий прочности), выполненной из прокатного двутавра 23Б. Сталь С345; коэффициент условия работы $\gamma_c = 1,1$. Балка опирается на стены – рис. 4.

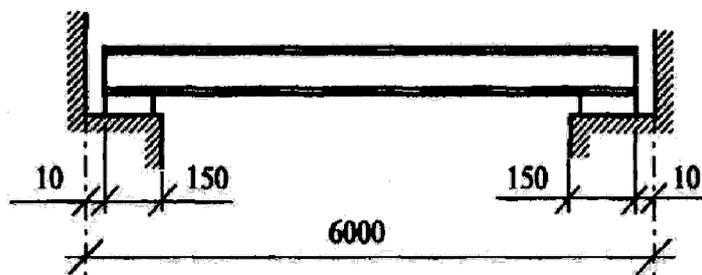


Рис. 4

Задача 2. Подобрать сечение двутавра $\gamma_c = 1,1$, $\gamma_n = 0,95$. Проверить прогиб по конструктивным требованиям. Для расчета воспользоваться рис. 4. Исходные данные в таблице 1.

Таблица 1

| № варианта | Марка стали | Нормативная нагрузка q^n , кН/м | Расчётная нагрузка q , кН/м | Предельный прогиб f_u |
|------------|-------------|-----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| 1 | C245 | 10 | 11 | 1/150 |
| 2 | C235 | 12 | 13 | 1/120 |
| 3 | C245 | 14 | 15 | 1/200 |
| 4 | C235 | 16 | 17 | 1/250 |
| 5 | C245 | 18 | 19 | 1/300 |
| 6 | C235 | 20 | 21 | 1/150 |
| 7 | C245 | 22 | 23 | 1/120 |
| 8 | C235 | 24 | 25 | 1/200 |
| 9 | C245 | 26 | 27 | 1/250 |
| 10 | C235 | 28 | 29 | 1/300 |
| 11 | C245 | 30 | 31 | 1/150 |
| 12 | C235 | 32 | 33 | 1/120 |
| 13 | C245 | 34 | 35 | 1/200 |
| 14 | C235 | 36 | 37 | 1/250 |
| 15 | C245 | 38 | 39 | 1/300 |
| 16 | C235 | 40 | 41 | 1/120 |

| | | | | |
|----|------|----|----|-------|
| 17 | C245 | 11 | 12 | 1/150 |
| 18 | C235 | 13 | 14 | 1/120 |
| 19 | C245 | 15 | 16 | 1/200 |
| 20 | C235 | 17 | 18 | 1/250 |
| 21 | C245 | 19 | 20 | 1/300 |
| 22 | C235 | 21 | 22 | 1/150 |
| 23 | C245 | 23 | 24 | 1/120 |
| 24 | C235 | 25 | 26 | 1/200 |
| 25 | C245 | 27 | 28 | 1/250 |
| 26 | C235 | 29 | 30 | 1/300 |
| 27 | C245 | 31 | 32 | 1/150 |
| 28 | C235 | 33 | 34 | 1/120 |
| 29 | C245 | 35 | 36 | 1/200 |
| 30 | C235 | 37 | 38 | 1/250 |

Практическая работа №5

Расчёт колонны сплошного сечения

Цель работы - подбор сечения колонны из прокатного двутавра и конструирование узлов

В результате выполнения работы студент должен:

знать работу сжатых конструкций под нагрузкой и особенности их работы в зависимости от материала; возможный характер потери несущей способности;;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение или проверить несущую способность стальной колонны из прокатного двутавра или трубы.

Теоретическое обоснование:

При расчёте стержня колонны строительные нормы предписывают выполнение следующих расчётов: по прочности, по потере общей устойчивости, а также при этом необходимо ограничивать гибкость.

Расчёт прочности выполняют по формуле

$$\sigma = N/\varphi A_n \leq R_y \gamma_c$$

Расчёт на устойчивость выполняют по формуле

$$\sigma = N/\varphi A \leq R_y \gamma_c$$

Проверка гибкости выполняется по формуле

$$\lambda = l_{ef}/I \lambda_{пред}$$

Из приведённых формул можно решать два типа задач: определять размеры сечения колонн (тип 1) или проверять несущую способность (тип 2).

Общий порядок подбора сечения стержня колонны (тип 1)

1. Определяют нагрузку на колонну.
2. Устанавливают расчётную схему.
3. Находят расчётную длину колонны по формуле

$$l_{ef} = \mu l$$

4. Назначают тип поперечного сечения стержня колонны: труба, прокатный двутавр, составное сечение из прокатных профилей и т.д.
5. Принимают сталь для колонны: выбор стали зависит от конструкции колонны, величины нагрузок, климатического района и условий эксплуатации, экономического обоснования. Для рассматриваемых примеров будем принимать любую из сталей: С235, С245, С275, С345.
6. Для принятой стали определяют расчётное сопротивление по пределу текучести R_y .
7. Определяют коэффициент условия работы колонны γ_c .
8. Определяют требуемую площадь поперечного сечения стержня.

$$A \geq N/\varphi R_y \gamma_c$$

Поскольку в формуле два неизвестных – A и φ , то одной из величин необходимо задаться, т.е. принять предварительно, а затем выполнить проверочный расчёт.

9. Определяют требуемый радиус инерции

$$i = l_{ef}/\lambda$$

10. По найденным площади и радиусу инерции сечения, пользуясь сортаментом прокатных профилей, принимают сечение стержня колонны и выписывают фактические характеристики принятого сечения.

11. Проводят проверку принятого сечения и при необходимости выполняют уточнение его размеров.

Проверку устойчивости производят по формуле

$$N \leq \varphi R_y \gamma_c A$$

A – принятая площадь сечения. Сортамент прокатных профилей не позволяет подобрать площадь, в точности равную требуемой, поэтому коэффициент продольного изгиба определяется заново по наибольшей фактической гибкости подобранного сечения колонны.

Наибольшую гибкость колонны находят по формуле

$$\lambda_{max} = l_{ef}/i_{мин}$$

По таблице в зависимости от R_y и λ_{\max} находят действительный коэффициент продольного изгиба φ .

При условии $\sigma = N/\varphi A \leq R_y/\gamma_c$ несущая способность колонны обеспечена (перенапряжение недопустимо, недонапряжение не превышает 5%).

12. Независимо от выполненного расчёта необходимо, чтобы гибкость колонны не превышала предельной $\lambda_{пред}$. Предельные гибкости сжатых элементов принимаются по табл. 19 СНиП II-3-81 (для основных колонн они определяются по формуле $\lambda_{пред} = 180 - 60\alpha$, где коэффициент $\alpha = N/\varphi A R_y \gamma_c \geq 0,5$).

Проверка несущей способности (задача 2 типа) является составной частью решения задачи по подбору сечения (необходимо выполнить пп. 2, 3, 6, 7, 11, 12 порядка расчёта).

Пример 1. Используя данные примера 7 (практическая работа №2), стальную колонну рассчитать для здания магазина. Колонна выполнена из прокатного двутавра с параллельными гранями полков. Нагрузка $N = 566,48$ кН. Коэффициент надёжности по ответственности принимаем $\gamma_n = 0,95$; нагрузка с учётом коэффициента надёжности по ответственности $N = 566,48 \cdot 0,95 = 538,16$ кН. Колонна фактически выполняется высотой в два этажа, но расчётная длина принимается равной высоте одного этажа, так как учитывается её закрепление в перекрытии $l_{ef} = 3,6$ м.

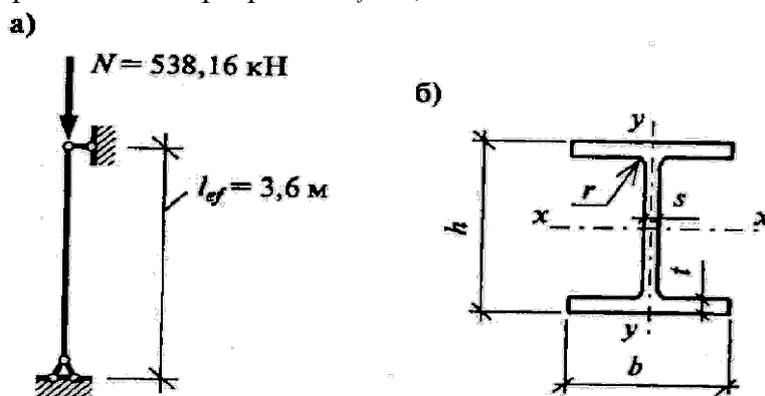


Рис. 1

Решение.

1. Определяем группу конструкций по табл. 50 (СНиП). Принимаем сталь С245 по ГТСО 27772-88 (см. Приложение 1, табл. 2)

2. Определяем расчётное сопротивление стали по табл. 2.2, учитывая, что двутавр относится к фасонному прокату, и предварительно задавшись его толщиной t до 20 мм, $R = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$.

3. При расчётах на устойчивость принимаем коэффициент условия работы $\gamma = 1$ (табл.2.3). Задаёмся гибкостью колонны $\lambda = 100$, что соответствует коэффициенту продольного изгиба $\varphi \approx 0,488$ (табл. 5.3). Определяем требуемую площадь:

$$A = N/\varphi R_y \gamma_c = 538,16/0,488 \cdot 24 \cdot 1 = 50,1 \text{ см}^2$$

4. Определяем требуемый минимальный радиус инерции (по заданной гибкости $\lambda = 100$):

$$i = l_{ef}/\lambda = 360/100 = 3,6 \text{ см.}$$

5. По требуемым площади и радиусу инерции сечения подбираем двутавр по сортаменту двутавров с параллельными гранями полков. Ближе всего подходит двутавр 23Ш1. Который имеет следующие характеристики: $A = 46,08 \text{ см}^2$; $i_x = 9,62 \text{ см}$; $i_y = 3,67 \text{ см}$.

6. Проверяем выбранное сечение:

- определяем наибольшую фактическую гибкость (наибольшая гибкость будет относительно оси у-у, так как радиус инерции сечения относительно оси у-у меньше радиуса инерции сечения относительно оси х-х, а расчётные длины относительно этих осей одинаковы):

$$\lambda_y = l_{ef}/i_y = 360/3,67 = 98,09$$

- по наибольшей гибкости определяем фактическое значение коэффициента продольного изгиба φ , с интерполяцией $\varphi = 0,566$ (см. табл. 5.3);

- проверяем условие, чтобы гибкость была не больше предельной гибкости, установленной СНиП II-23-81. Для основных колонн предельная гибкость определяется по формуле $\lambda_{пред} = 180 - 60\alpha$

$$\lambda_{пред} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,875 = 127,5;$$

$$\lambda_y = 98,09 < \lambda_{пред} = 127,5, \text{ гибкость в пределах нормы;}$$

- проверяем устойчивость:

$$N/\varphi A = 538,16,1/1 \cdot 0,8 \cdot 0,17 = 21,00 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Вывод: несущая способность стержня колонны обеспечена. Принимаем в качестве стержня двутавр 23Ш1.

Задание для самостоятельной работы.

Задача 1. Подобрать сечение основной стальной колонны, выполненной из прокатного двутавра: коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_n = 0,95$, коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$. Исходные данные см. табл. 1.

Задача 2. Определить несущую способность стальной второстепенной колонны, выполненной из прокатного двутавра; коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$. Исходные данные см. табл. 1.

Таблица 1

| № варианта | Задача 1 | | | Задача 2 | | | |
|------------|----------------|-------|------------------------------|----------|----------------|-------|------------------------------|
| | Нагрузка N, кН | Сталь | Расчётная длина l_{ef} , м | Двутавр | Нагрузка N, кН | Сталь | Расчётная длина l_{ef} , м |
| 1 | 300 | C235 | 3,0 | 20Ш1 | 20 | C245 | 3,0 |
| 2 | 200 | C245 | 2,5 | 20Ш1 | 15 | C255 | 2,5 |
| 3 | 250 | C255 | 3,5 | 23Ш1 | 18 | C255 | 3,5 |
| 4 | 280 | C245 | 2,8 | 23Ш1 | 16 | C245 | 2,8 |
| 5 | 270 | C235 | 2,6 | 26Ш1 | 24 | C255 | 2,6 |
| 6 | 260 | C255 | 2,7 | 26Ш1 | 25 | C245 | 2,7 |
| 7 | 240 | C245 | 2,5 | 26Ш1 | 22 | C345 | 2,5 |
| 8 | 320 | C345 | 2,7 | 30Ш1 | 30 | C345 | 2,7 |
| 9 | 340 | C255 | 3,2 | 30Ш3 | 28 | C255 | 3,2 |
| 10 | 220 | C235 | 4,2 | 30Ш3 | 23 | C235 | 4,2 |
| 11 | 230 | C245 | 3,1 | 23Ш1 | 17 | C235 | 3,1 |
| 12 | 210 | C235 | 3,3 | 23Ш1 | 18 | C245 | 3,3 |
| 13 | 310 | C245 | 3,9 | 23Ш1 | 19 | C245 | 3,9 |
| 14 | 340 | C255 | 3,6 | 26Ш1 | 25 | C245 | 3,6 |
| 15 | 315 | C245 | 3,5 | 26Ш1 | 22 | C255 | 3,5 |
| 16 | 215 | C245 | 637 | 20Ш1 | 21 | C245 | 637 |
| 17 | 218 | C235 | 2,9 | 20Ш1 | 24 | C245 | 2,9 |
| 18 | 145 | C245 | 3,3 | 23Ш1 | 23 | C235 | 3,3 |
| 19 | 175 | C235 | 3,1 | 23Ш1 | 25 | C245 | 3,1 |
| 20 | 180 | C245 | 3,5 | 23Ш1 | 24 | C245 | 3,5 |
| 21 | 185 | C255 | 2,6 | 20Ш1 | 18 | C255 | 2,6 |
| 22 | 150 | C235 | 3,5 | 20Ш1 | 24 | C235 | 3,5 |
| 23 | 160 | C245 | 3,4 | 23Ш1 | 16 | C235 | 3,4 |
| 24 | 165 | C235 | 3,6 | 23Ш1 | 18 | C235 | 3,6 |
| 25 | 155 | C245 | 3,2 | 26Ш1 | 32 | C245 | 3,2 |
| 26 | 190 | C255 | 3,4 | 26Ш1 | 34 | C245 | 3,4 |
| 27 | 195 | C255 | 2,8 | 20Ш1 | 29 | C255 | 2,8 |
| 28 | 220 | C245 | 3,1 | 20Ш1 | 18 | C235 | 3,1 |
| 29 | 215 | C245 | 3,5 | 23Ш1 | 19 | C245 | 3,5 |
| 30 | 218 | C255 | 3,2 | 23Ш1 | 20 | C255 | 3,2 |

Практическое занятие №6

Подбор сечения стержней металлической фермы из парных уголков

Цель работы - расчёт сжатых и растянутых стержней ферм из двух спаренных уголков на подбор сечения

В результате выполнения работы студент должен:

знать виды ферм, генеральные размеры, некоторые правила конструирования ферм и узлов;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение растянутого и сжатого сечения стержня стальной фермы.

Теоретическое обоснование:

1. Расчет растянутых стержней

Растянутые стержни стальных ферм рассчитываются как центрально-растянутые элементы (см. раздел 6). При центральном растяжении должна обеспечиваться прочность и ограничивается гибкость стержня.

Требуемая площадь растянутых стержней определяется из формулы

$$A_n = \frac{N}{R_y \gamma_c};$$

при отсутствии ослаблений (отверстий) площадь сечения стержня $A = A_n$, где A_n – площадь сечения стержня нетто. Гибкость проверяется по формуле:

$$\lambda = \frac{l_y}{i} \leq \lambda_{\text{пред}};$$

при статической нагрузке предельная гибкость растянутых поясов и стержней ферм $\lambda_{\text{пред}} = 400$.

2. Расчет сжатых стержней

Сжатые стержни рассчитываются как центрально-сжатые элементы. Порядок расчета сжатых стержней ферм аналогичен расчету центрально-сжатой колонны (см. раздел 5). При центральной сжатии должны быть обеспечены прочность, устойчивость и ограничивается гибкость. Расчет по прочности производится только в случае наличия ослаблений в расчетном сечении стержней. Если ослаблений нет, то наибольшие по величине напряжения получаются при расчетах устойчивости.

В соответствии с расчетом устойчивости требуемая площадь сечения стержня фермы определяется из формулы

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}.$$

Гибкость сжатых поясов и стержней ферм проверяется по уравнению (5.4, з) аналогично проверке гибкости растянутых стержней. Предельная гибкость сжатых стержней определяется по табл. 5.4.

Пример 1. Подобрать сечение стержня решетки стальной фермы, работающей в климатическом районе П₄ (рис. 9.12). На стержень действует растягивающее усилие $N = 200$ кН (нагрузка статическая). Геометрическая длина стержня (расстояние между узлами) $l = 3000$ мм. Предельная гибкость $\lambda_{\text{max}} = 400$. Толщина фасонки $t = 10$ мм.

Решение.

1. Учитывая климатический район и то, что фермы относятся к конструкциям группы 2 (табл. 50* СНиП II-23-81*), принимаем из рекомендованных сталей сталь С245.

2. Находим расчетное сопротивление стали по пределу текучести (табл. 2.2): $R_y = 240$ МПа = 240,0 кН/см² (при толщине проката 2–20 мм).

3. Определяем коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,95$ (табл. 2.3).

4. Определяем расчетные длины стержня (см. табл. 11 СНиП II-23-81*):

расчетная длина в плоскости фермы:

$$l_{ef,x} = 0,8l = 0,8 \cdot 3000 = 2400 \text{ мм};$$

расчетная длина в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы:

$$l_{ef,y1} = l = 3000 \text{ мм};$$

5. Находим требуемую площадь сечения стержня:

$$A = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{200}{24 \cdot 0,95} = 8,77 \text{ см}^2.$$

6. По сортаменту прокатной угловой стали (Приложение 1, табл. 3) подбираем уголки, при этом учитываем, что сечение стержня состоит из двух уголков; площадь одного уголка будет равна: $A_{1y} = 8,77/2 = 4,39 \text{ см}^2$; принимаем 2 уголка $50 \times 50 \times 5$; $A_{1y} = 4,8 \text{ см}^2$; $i_x = 1,92 \text{ см}$; $i_{y1} = 2,45 \text{ см}$.

7. Проверяем принятое сечение:

а) проверяем прочность:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{200}{9,6} = 20,8 \leq R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2;$$

прочность обеспечена;

б) проверяем гибкость:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{240}{1,92} = 125 < \lambda_{max} = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y1}}{i_{y1}} = \frac{300}{2,45} = 122,4 < \lambda_{max} = 400;$$

гибкость в пределах норм.

Вывод. Принимаем сечение стержня из двух уголков $50 \times 50 \times 5$, сталь С245.

Пример 2. Подобрать сечение стержня решетки фермы (рис. 9.12), работающей в климатическом районе П4. На стержень действует сжимающее усилие $N = 359 \text{ кН}$ (нагрузка статическая). Геометрическая длина стержня $l = 4520 \text{ мм}$. Предельная гибкость $\lambda_{max} = 210 - 60\alpha$, (см. табл. 5.4). Толщина фасонки $t = 10 \text{ мм}$.

Решение.

1. Учитывая, что климатический район строительства П4, фермы относятся к конструкциям группы 2 (табл. 50* СНиП II-23-81*), из допускаемых к использованию сталей принимаем сталь С345-1.

2. Находим расчетное сопротивление стали по пределу текучести $R_y = 335 \text{ МПа} = 33,5 \text{ кН/см}^2$ (при толщине проката 2–10 мм, табл. 2.2).

3. Определяем коэффициент условий работы (табл. 2.3): предполагая, что гибкость стержня будет больше 60, принимаем по п. 3 табл. 2.3 $\gamma_c = 0,8$; также для нашего случая подходит коэффициент условия работы по п. 6а табл. 2.3, $\gamma_c = 0,95$; принимаем в расчет меньшее значение коэффициента $\gamma_c = 0,8$.

4. Определяем расчетные длины стержня: расчетная длина в плоскости фермы $l_{ef,x} = 0,8l = 0,8 \cdot 4520 = 3616 \text{ мм}$; расчетная длина в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, $l_{ef,y1} = l = 4520 \text{ мм}$ (табл. 11 СНиП II-23-81*).

5. Находим требуемую площадь сечения стержня из формулы устойчивости; для этого предварительно принимаем гибкость стержня $\lambda = 100$ и по гибкости находим коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,493$ (табл. 5.3):

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{359}{0,493 \cdot 33,5 \cdot 0,8} = 27,17 \text{ см}^2.$$

6. Определяем требуемые радиусы инерции:

$$i_x = \frac{l_{\varphi,x}}{\lambda} = \frac{361,6}{100} = 3,61 \text{ см};$$

$$i_{y1} = \frac{l_{\varphi,y1}}{\lambda} = \frac{452}{100} = 4,52 \text{ см}.$$

7. По сортаменту (Приложение 1, табл. 2) подбираем уголки по трем параметрам: A , i_x , i_{y1} ; при подборе уголков не забываем, что площадь стержня состоит из двух уголков; требуемая площадь одного уголка $A_{1y} = 27,17/2 = 13,59 \text{ см}^2$; принимаем уголки: 2 уголка 100 x 8; $A_{1y} = 15,6 \text{ см}^2$; $i_x = 3,07 \text{ см}$; $i_{y1} = 4,47 \text{ см}$ (принятое сечение имеет площадь больше требуемой, а радиусы инерции имеют значения меньше, но близкие к требуемым).

8. Проверяем принятое сечение:

а) определяем гибкости:

$$\lambda_x = \frac{l_{\varphi,x}}{i_x} = \frac{361,6}{3,07} = 117,59;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\varphi,y1}}{i_{y1}} = \frac{452}{4,47} = 100,89;$$

б) по наибольшей гибкости $\lambda = 117,59$ определяем (табл. 5.3) коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,473$;

в) находим значение коэффициента α :

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_{y,c}} = \frac{359}{0,473 \cdot 31,2 \cdot 33,5 \cdot 0,8} = 0,91 > 0,5;$$

так как значение коэффициента получилось больше 0,5, принимаем величину коэффициента $\alpha = 0,91$;

г) определяем предельную гибкость:

$$\lambda_{max} = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0,91 = 155,4;$$

наибольшая гибкость стержня $\lambda_x = 117,59$, что меньше предельной гибкости $\lambda_{max} = 155,4$, следовательно, гибкость стержня в пределах нормы;

д) проверяем устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{359}{0,473 \cdot 31,2} = 24,3 \leq R_{y,c} = 33,5 \cdot 0,8 = 26,8 \text{ кН/см}^2;$$

устойчивость обеспечена.

Вывод. Принимаем сечение стержня из двух уголков 100 x 8, сталь С345-1.

Задание для самостоятельной работы.

Задача 1. Подобрать сечение растянутого стержня решётки стальной фермы. На стержень действует усилие $N = \dots \text{ кН}$, Геометрическая длина стержня $l = \dots \text{ мм}$. Предельная гибкость $\lambda = 400$. Толщина фасонки $t = \dots \text{ мм}$.

Задача 2. Подобрать сечение сжатого стержня решётки стальной фермы. На стержень действует усилие $N = \dots \text{ кН}$. Геометрическая длина стержня $l = \dots \text{ мм}$. Предельная гибкость $\lambda_{max} = 210 - 60\alpha$. Толщина фасонки $t = \dots \text{ мм}$.

Таблица 1

| № варианта | Марка стали | Усилие | Длина стержня | Толщина фасонки |
|------------|-------------|--------|---------------|-----------------|
| 1 | C245 | 100 | 3000 | 8 |
| 2 | C345 | 120 | 3200 | 10 |
| 3 | C245 | 140 | 3300 | 12 |
| 4 | C345 | 150 | 3400 | 14 |
| 5 | C245 | 160 | 3500 | 16 |
| 6 | C345 | 170 | 3600 | 12 |
| 7 | C245 | 180 | 3700 | 14 |
| 8 | C345 | 200 | 3800 | 16 |
| 9 | C245 | 210 | 3900 | 12 |
| 10 | C345 | 220 | 4000 | 10 |
| 11 | C245 | 230 | 4100 | 14 |
| 12 | C345 | 240 | 4050 | 15 |
| 13 | C245 | 250 | 4150 | 10 |
| 14 | C345 | 260 | 4200 | 12 |
| 15 | C245 | 270 | 3950 | 14 |
| 16 | C345 | 280 | 4250 | 16 |
| 17 | C245 | 290 | 4300 | 10 |
| 18 | C345 | 300 | 5350 | 12 |
| 19 | C245 | 310 | 4400 | 14 |
| 20 | C345 | 320 | 4450 | 16 |
| 21 | C245 | 330 | 4500 | 10 |
| 22 | C345 | 340 | 4520 | 12 |
| 23 | C245 | 350 | 4530 | 14 |
| 24 | C345 | 360 | 4540 | 16 |
| 25 | C245 | 370 | 4550 | 10 |
| 26 | C345 | 380 | 4560 | 12 |
| 27 | C245 | 290 | 4570 | 14 |
| 28 | C345 | 400 | 4580 | 16 |
| 29 | C245 | 410 | 4590 | 10 |
| 30 | C345 | 420 | 4600 | 12 |

Практическое занятие №7

Расчёт и конструирование железобетонной балки прямоугольного сечения

Цель работы - подбор сечения рабочей арматуры, постановка поперечной арматуры и конструирование каркаса. Расчёт балки по наклонному сечению: определение диаметра и шага поперечных стержней.

В результате выполнения работы студент должен:

знать работу изгибаемых конструкций при поперечном изгибе от равномерно распределённой нагрузки; особенности работы железобетонных балок; возможный характер потери несущей способности и жёсткости; предпосылки для расчёта; основные правила конструирования балок;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение или проверить несущую способность железобетонной балки прямоугольного сечения с одиночным армированием по нормальному и наклонному сечению.

Теоретическое обоснование:

Порядок расчета прочности нормального сечения изгибаемого прямоугольного элемента с одиночным армированием

При расчете изгибаемых элементов возможны следующие типы задач: подбор сечения продольной арматуры (тип 1) и определение несущей способности (тип 2), при необходимости проверки прочности элемента учитываем, что это фактически является задачей 2-го типа.

Порядок подбора сечения продольной арматуры (тип 1)

1. Определяют изгибающий момент, действующий в расчетном сечении элемента.

2. Принимают сечение балки: $h \approx (1/12 - 1/8)l$; $b \approx (0,3 - 0,5)h$,

(размеры сечения могут быть заданы).

3. Задаются классом прочности бетона ($B \geq 7,5$) и классом арматуры, чаще всего в качестве продольной рабочей арматуры принимается арматура класса А-III (см. параграф 2.3.3). Устанавливают коэффициент условия работы бетона γ_{b2} (наиболее часто $\gamma_{b2} = 0,9$).

4. Задаются расстоянием от крайнего растянутого волокна бетона до центра тяжести арматуры ($a \approx 3-5$ см) и определяют рабочую высоту бетона $h_0 = h - a$.

5. Находят значение коэффициента A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2}$$

Коэффициент A_0 не должен превышать граничного значения A_{0R} (см. табл. 7.6). Если значение коэффициента $A_0 > A_{0R}$, следует увеличить сечение балки или изменить материалы.

6. По величине коэффициента A_0 , пользуясь табл. 7.5, определяют значения коэффициентов ξ и η .

7. Определяют требуемую площадь арматуры по любой из приведенных формул:

$$A_s = \frac{R_b \gamma_{b2} b \xi h_0}{R_s}$$

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s}$$

8. Задаются количеством стержней и определяют диаметры арматуры, выписывают фактическую площадь сечения подобранной арматуры (Приложение 3).

9. Определяют процент армирования элемента μ и сравнивают его с минимальным процентом армирования:

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100\% \geq \mu_{min} = 0,05\%$$

10. Определяют требуемую площадь монтажных стержней A'_s и по площади принимают диаметры монтажных стержней d'_s :

$$A'_s \approx 0,1A_s.$$

11. Определяют диаметры поперечных стержней:

$$d_{sw} \geq 0,25d_s.$$

12. Назначают толщину защитного слоя бетона ($a_b \geq d_s$; $a_b \geq 20$ мм при высоте элементов > 250 мм).

13. Конструируют сечение – см. параграф 7.4.7.

Порядок определения несущей способности элемента (тип 2)

При определении несущей способности элемента известно: размеры сечения, армирование и материалы, из которых выполнен элемент; неизвестно — какой изгибающий момент он способен выдержать (момент сечения).

Для нахождения момента сечения определяют:

Расчетные сопротивления материалов, их коэффициенты условий работы (табл. 2.6; 2.8).

По чертежу сечения элемента находят рабочую высоту сечения h_0 , площадь рабочей продольной арматуры A_s (Приложение 3);

Определяют значение коэффициента ξ :

$$\xi = \frac{A_s R_s}{R_b \gamma_{b2} b h_0}.$$

Коэффициент ξ должен быть не больше граничного значения – ξ_R (табл. 7.6); если коэффициент ξ больше граничного значения, это значит, что элемент переармирован и для дальнейших расчетов следует использовать граничные значения коэффициентов (вместо коэффициента ξ применять в дальнейших расчетах ξ_R ; вместо A_0 применять коэффициент A_{0R}).

4. По таблице коэффициентов (табл. 7.5) через коэффициент ξ определяют значения коэффициента A_0 .

5. Определяют величину момента сечения: $M_{сечения} = A_0 R_b \gamma_{b2} b h_0^2$ — задача решена.

В случае если требуется проверить прочность, необходимо сравнить момент сечения с фактически действующим на балку моментом и сделать вывод, выполняется условие прочности ($M \leq M_{сечения}$) или нет.

2. Порядок расчета прочности наклонного сечения

Расчет условно можно разбить на три части: конструирование каркаса, обеспечение прочности по наклонной трещине и расчет прочности сжатой полосы:

1. Конструирование каркаса

1. Конструируют каркас балки в соответствии с требованиями п. 5.27 СНиП 2.03.01-83*: в балках и плитах шаг поперечных стержней принимают:

• на опираниях участках (рис. 1):

а) при $h \leq 450$ мм шаг поперечных стержней на опирании s — не более $h/2$ и не более 150 мм;

б) при $h > 450$ мм шаг поперечных стержней на опирании s — не более $h/3$ и не более 500 мм;

• на остальной части пролета:

в) при высоте сечения элемента $h > 300$ мм устанавливается поперечная арматура с шагом $s \leq 3/4h$ и не более 500 мм;

г) при высоте сечения элемента $h \leq 300$ мм поперечные стержни в середине пролета можно не ставить;

д) в сплошных плитах независимо от высоты, в многопустотных плитах высотой свыше 300 мм и в балочных конструкциях высотой менее 150 мм допускается поперечную арматуру не устанавливать, но прочность при этом должна быть проверена расчетом.

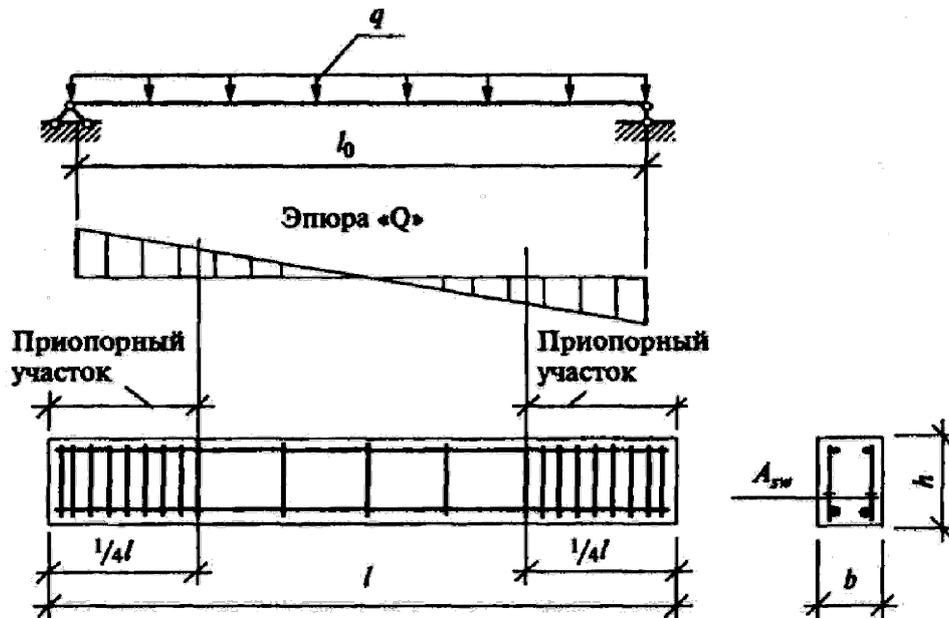


Рис. 1

Пример 1. На железобетонную балку действует изгибающий момент $M = 150 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Определить требуемую площадь продольной рабочей арматуры и произвести конструирование сечения балки. Приняты следующие материалы: бетон тяжелый класса В30; коэффициент условия работы $\gamma_{b2} = 0,9$; продольная рабочая арматура класса А-III; для поперечной арматуры принят класс Вр-I; монтажная арматура класса А-III. Сечение балки – см. рис. 2.

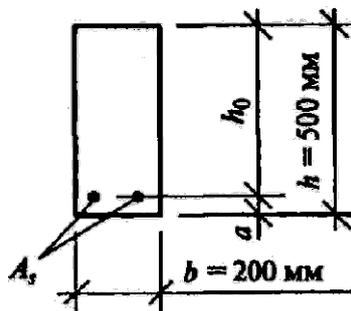


Рис. 2

Решение.

1. Определяем расчетную призменную прочность бетона $R_b = 17,0 \text{ МПа}$ (табл. 2.6).
 2. Определяем расчетное сопротивление арматуры; для диаметров от 10 до 40 мм $R_s = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$ (табл. 2.8).
 3. Задаемся величиной a – расстоянием от центра тяжести арматуры до крайнего растянутого волокна бетона (величину a можно принимать 3–4 см при однорядном расположении стержней в каркасе и больше при двухрядном), принимаем $a = 4 \text{ см}$.
 4. Определяем рабочую высоту балки h_0 : $h_0 = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ см}$;
 5. Находим значение коэффициента A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{15000}{1,7 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,232.$$
- $A_0 = 0,232 < A_{0R} = 0,413$ (см. табл. 7.6); коэффициент A_0 меньше граничного значения, следовательно, изменять сечение балки не требуется.
6. По табл. 7.5 находим значение коэффициентов ξ , η ближайшее значение коэффициента A_0 в таблице равно 0,236, по нему определяем значения коэффициентов: $\xi = 0,27$; $\eta = 0,865$.
 7. Находим требуемую площадь арматуры:

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{15\,000}{0,865 \cdot 46 \cdot 36,5} = 10,33 \text{ см}^2.$$

8. Задаемся количеством стержней рабочей арматуры. При конструировании балки разрешено ставить стержни в один или в два ряда по высоте каркаса, при ширине балки 200 мм можно установить два или три каркаса в сечении; соответственно количество рабочих продольных стержней может быть 2, 3, 4 или 6 (рис. 3).

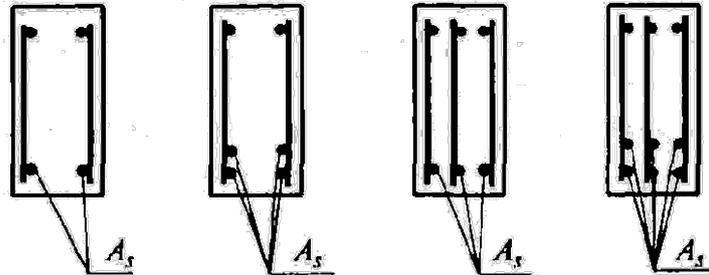


Рис. 3

По расчету требуемая площадь сечения арматуры $A_s = 10,33 \text{ см}^2$, рассмотрим варианты армирования (см. сортамент арматуры, Приложение 3):

- принимаем 2 стержня рабочей продольной арматуры и определяем их диаметр (находим большее ближайшее значение площади – $12,32 \text{ см}^2$, этой площади соответствуют 2 стержня диаметром 28 мм);

- для 3-х стержней (3Ø22, А-III, $A_s = 11,40 \text{ см}^2$);
- для 4-х стержней (4Ø20, А-III, $A_s = 12,56 \text{ см}^2$);
- для 6 стержней (6Ø16, А-III, $A_s = 12,06 \text{ см}^2$).

Из возможных вариантов армирования наиболее оптимальным с точки зрения расхода арматуры является вариант с тремя стержнями (меньше всего площадь сечения арматуры). Принимаем армирование: 3 стержня, Ø22, А-III, $A_s = 11,40 \text{ см}^2$.

9. Проверяем процент армирования μ :

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100 = \frac{11,40}{20 \cdot 46} \cdot 100 = 1,24\%.$$

Процент армирования больше минимального, равного 0,05%;

10. Определяем требуемую площадь сечения монтажных стержней: $A'_s = 0,1A_s = 0,1 \cdot 11,4 = 1,14 \text{ см}^2$ (по сортаменту арматуры ближайшее значение площади соответствует диаметру 7 мм, но такая арматура выпускается только классов В-II и Вр-II, которые не применяются в качестве ненапрягаемой арматуры), в качестве монтажной продольной арматуры принимаем 3Ø8 А-III, $A'_s = 1,51 \text{ см}^2$.

11. Определяем диаметр поперечных стержней d_{sw} . Из условия свариваемости арматуры $d_{sw} \geq 0,25d_s = 0,25 \cdot 22 = 5,5 \text{ мм}$, следовательно, к продольной рабочей арматуре Ø22 мм можно приварить стержень Ø6 мм. Так как арматурная проволока Вр-I выпускается диаметрами 3, 4, 5 мм, а нам необходим Ø6 мм, принимаем поперечную арматуру класса А-III, площадь сечения поперечной арматуры $A_{sw} = 0,86 \text{ см}^2$ (площадь сечения 3-х поперечных стержней Ø6 мм, находящихся в сечении балки, рис. 4).

12. Определяем защитный слой бетона (который назначается больше диаметра стержня и не менее 20 мм при высоте балки больше 250 мм), принимаем $a_b = 25 \text{ мм} > d_s = 22 \text{ мм}$.

13. Окончательно конструируем сечение элемента, см. рис. 4.

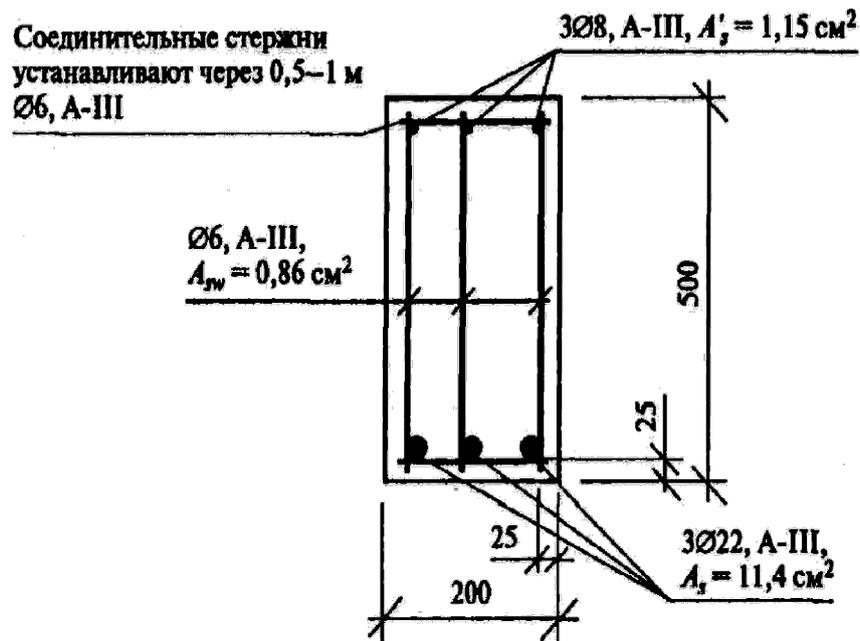


Рис. 4

Вывод. Для армирования сечения балки принимаем: рабочую продольную арматуру 3Ø22 А-III; монтажную продольную арматуру 3Ø8 А-III; поперечную арматуру Ø6 А-III.

Задание для самостоятельной работы.

Задача 1. Определить площадь арматуры и законструировать сечение железобетонной балки. На балку действует изгибающий момент $M = 35 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Размеры балки: высота 250 мм, ширина 450 мм. Бетон тяжёлый класса В30; коэффициент $\gamma_{b2} = 0,9$. Продольная арматура класса А400, поперечная и монтажная арматура класса В500 или А240

Задача 2. Проверить прочность железобетонной балки. На балку действует изгибающий момент $M=18\text{кНм}$. Сечение балки $b=200\text{мм}$, $h=300\text{мм}$. Бетон тяжёлый В25; $\gamma_{b2}=0,9$. Продольная рабочая арматура класса А400, 2 стержня Ø28мм. Защитный слой бетона $a_b=3,0\text{см}$.

Задача 3. Определить несущую способность железобетонной балки (изгибающий момент, который способна выдерживать балка). Сечение балки $b=150\text{мм}$, $h=250\text{мм}$. Бетон тяжёлый В20; $\gamma_{b2}=0,9$. Арматура класса А400, два стержня диаметром 16мм, $a_b=3,0\text{см}$.

Задача 4. Рассчитать прочность железобетонной балки (нормального и наклонного сечения), законструировать арматуру балки. Нагрузка дана на один погонный метр балки. Монтажная арматура класса А240, поперечная арматура класса В500 для чётных вариантов и А240 для нечётных вариантов. Коэффициенты $\gamma_{b2}=0,9$; $\gamma_n=0,95$ Размеры балки на рис. 5. Исходные данные в таблице 1.

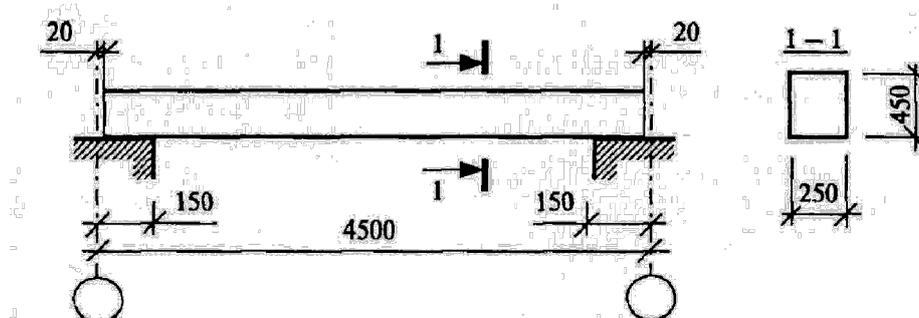


Рис. 5

Таблица 1

| № варианта | Нагрузка q , кН/м ² | Бетон класса | Продольная рабочая арматура |
|------------|-------------------------------------|-----------------|--------------------------------|
| 1 | 10 | B20 | A300 |
| 2 | 20 | B15 | A400 |
| 3 | 15 | B25 | A300 |
| 4 | 25 | B39 | A400 |
| 5 | 30 | B15 | A300 |
| 6 | 35 | B20 | A400 |
| 7 | 40 | B25 | A300 |
| 8 | 45 | B30 | A400 |
| 9 | 50 | B15 | A300 |
| 10 | 55 | B20 | A400 |
| 11 | 60 | B25 | A300 |
| 12 | 65 | B30 | A400 |
| 13 | 70 | B15 | A300 |
| 14 | 75 | B20 | A400 |
| 15 | 80 | B25 | A300 |
| 16 | 22 | B30 | A400 |
| 17 | 32 | B15 | A300 |
| 18 | 42 | B20 | A400 |
| 19 | 52 | B25 | A300 |
| 20 | 62 | B30 | A400 |
| 21 | 72 | B15 | A300 |
| 22 | 16 | B20 | A400 |
| 23 | 26 | B25 | A300 |
| 24 | 28 | B30 | A400 |
| 25 | 34 | B15 | A300 |
| 26 | 36 | B20 | A400 |
| 27 | 38 | B25 | A300 |
| 28 | 44 | B30 | A400 |
| 29 | 46 | B15 | A300 |
| 30 | 48 | B20 | A400 |

Практическое занятие №10

Расчёт и конструирование сборной железобетонной колонны

Цель работы - подбор количества рабочей продольной арматуры, диаметра и шага поперечных стержней. Конструирование каркаса.

В результате выполнения работы студент должен:

знать работу сжатых конструкций под нагрузкой и особенности их работы в зависимости от материала; возможный характер потери несущей способности и предпосылки для расчёта; правила конструирования колонн;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение или проверить несущую способность железобетонной колонны квадратного сечения (со случайным эксцентриситетом).

Теоретическое обоснование:

Основная расчётная формула для центрально сжатых колонн прямоугольного (квадратного) сечения имеет вид: $N \leq \varphi [R_{sc}(A_s + A_s') + R_b \gamma_{b2} bh]$,

где R_{sc} – расчётное сопротивление сжатой арматуры (табл. 2.8);

R_b – расчётное сопротивление бетона сжатию (табл. 2.6);

γ_{b2} – коэффициент условий работы бетона (для тяжёлого бетона и при учёте постоянных, длительных и кратковременных нагрузок $\gamma_{b2} = 0,9$);

b и h – размеры поперечного сечения колонны, см;

A_s и A_s' – площади сечения арматуры, соответственно по одной стороне сечения и по другой;

φ – коэффициент продольного изгиба колонны:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s \leq \varphi_{sb},$$

где φ_b и φ_{sb} определяются по табл. 5.6 в зависимости от отношения расчётной длины колонны l_0 к меньшей стороне сечения колонны h и от отношения нагрузок – соответственно длительной части нагрузки ко всей нагрузке N_l / N .

При расчёте колонн гражданских зданий расчётную длину можно принимать равной высоте этажа $l_0 = H_{эт.}$ (в общем случае $l_0 = \mu l$):

$$\alpha_s = R_{sc} / R_b \gamma_{b2} \cdot \mu,$$

где μ – коэффициент армирования:

$$\mu = A_s + A_s' / bh$$

На основании базовой формулы решаются 2 типа задач: подбор сечения арматуры (тип 1) и проверка несущей способности колонны (тип 2).

Общий порядок подбора сечения рабочей арматуры (тип 1)

1. Определяют нагрузку, если она не задана по условию задачи (полное значение нагрузки N и её длительную часть N_l).

2. Устанавливают расчётную схему.

3. Принимают расчётную длину колонны l_0 .

4. Задаются следующими значениями:

а) принимают размеры поперечного сечения b , h (рекомендуется размеры сечения принимать не менее 30 см и далее кратно 5,0 см);

б) принимают материалы для колонны:

- обычно принимают тяжёлый бетон классов прочности В20–В35 и находят расчётное сопротивление бетона сжатию R_b ;
- принимают класс арматуры, обычно А-III, А-II, и находят расчётное сопротивление арматуры сжатию R_{sc} ;
- принимают коэффициент армирования $\mu = 0,01 - 0,02$.

5. Определяют коэффициент α_s .

6. Определяют коэффициент продольного изгиба φ : если значения l_0 / h и N_l / N не совпали с табличными, необходимо провести интерполирование.

7. Определяют требуемую площадь арматуры по формуле

$$(A_s + A_s') = \frac{N}{\varphi - R_b \gamma_{b2} bh}$$

R_s

- если в результате получают отрицательное значение, это говорит о том, что бетон один (без арматуры) справляется с нагрузкой (в этом случае иногда возможно уменьшить размеры поперечного сечения колонны и заново произвести расчёт или колонна армируется конструктивно, учитывая, что арматуру необходимо ставить обязательно, чтобы обеспечить минимальный процент армирования);
- если получают положительное значение требуемой площади арматуры, то по полученной площади назначаем диаметр арматуры (Приложение 3);
- для армирования принимают 4 стержня арматуры (при $h \leq 400$ мм) и располагают их по углам колонны (возможно армировать и большим количеством стержней);
- при подборе арматуры следует учитывать, что диаметр продольных стержней монолитных колонн должен быть не менее 12мм; в колоннах с размером меньшей стороны сечения ≥ 250 мм диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм; диаметр продольных стержней обычно принимают не более 40мм.

8. Проверяют действительный процент армирования:

$$\mu = A_s + A_s' / bh \cdot 100\%$$

Если действительный процент армирования находится в пределах от μ_{min} до 3%, то на этом заканчивается подбор арматуры, в противном случае необходимо скорректировать принятую арматуру или сечение элемента.

9. Назначают диаметр поперечных стержней d_{sw} по условию свариваемости. Это означает, что к продольному стержню арматуры большего диаметра d_s можно приварить поперечный стержень меньшего диаметра d_{sw} , который должен быть не менее $1/4 d_s$:

$$d_{sw} \geq 0,25 d_s$$

10. Назначают шаг поперечных стержней s :

$$s \leq 20 d_s \text{ в сварных каркасах, но не более 500мм;}$$

$$s \leq 15 d_s \text{ в вязаных каркасах, но не более 500мм.}$$

11. Конструируют каркас колонны.

Проверка несущей способности колонны (тип 2) сводится к проверке условия

$$N \leq \varphi [R_{sc} (A_s + A_s') + R_b \gamma_b b h],$$

Пример 1. По данным примера 7 (практическая работа №2) рассчитать железобетонную колонну. Нагрузку на колонну собираем с учётом её веса (в примере указан вес кирпичной колонны). Принимаем сечение колонны $bh = 300 \cdot 300$ мм, армирование симметричное, т.е. площади сечений арматуры равны $A_s = A_s'$. Высота колонны $H = 7,25$ м. Коэффициент надёжности по ответственности $\gamma_n = 0,95$.

Решение.

1. Для расчёта колонны собираем расчётную нагрузку (её полное значение N и длительную часть нагрузки N_l):

- нагрузка от собственного веса железобетонной колонны:

$$N_{\text{колонны}}^n = bh \gamma_{ж.б.} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 7,25 \cdot 25 = 16,31 \text{ кН}$$

$$N_{\text{колонны}} = N_{\text{колонны}}^n \gamma_f = 16,31 \cdot 1,1 = 17,94 \text{ кН;}$$

- нагрузка на низ колонны

$$N = q_{\text{покрытия}} A_{zp} + q_{\text{перекрытия}} A_{zp} + n_{\text{балок}} N_{\text{балки}} + N_{\text{колонны}} = 8,9 \cdot 27 + 10,58 \cdot 27 + 17,94 = 563,7 \text{ кН;}$$

- находим длительную часть нагрузки на низ колонны N_l , для чего необходимо из всей нагрузки вычесть кратковременную часть нагрузки

В соответствии с табл. 3.3 длительная нормативная нагрузка на перекрытие торговых залов составляет $p_l^n = 1,4$ кПа, а полное значение нормативной нагрузки на перекрытие

$p^n = 4,0$ кПа и коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_a = 1,2$, следовательно

$$N_l = N - 0,5s A_{zp} - p^n \gamma_f A_{zp} + p_l^n \gamma_f A_{zp} = 563,7 - 0,5 \cdot 2,1 \cdot 27 - 4 \cdot 1,2 \cdot 27 + 1,4 \cdot 1,2 \cdot 27 = 451,11 \text{ кН;}$$

- с учётом коэффициента $\gamma_n = 0,95$ нагрузка равна:

$$N = 563,7 \cdot 0,95 = 535,52 \text{ кН;}$$

$$N_1 = 451,11 \cdot 0,95 = 428,55 \text{ кН}$$

2. Задаёмся материалами колонны: бетон тяжёлый класса В20; $\gamma_{b2} = 0,9$; продольная арматура класса А-III; поперечная арматура класса Вр-I; расчётные сопротивления: $R_b = 11,5 \text{ МПа}$; $R_{sc} = 365 \text{ МПа}$.

3. Определяем расчётную длину колонны; расчётная длина колонны принимается равной высоте этажа: $l_0 = 3,6 \text{ м}$.

4. Находим отношения:

$$l_0/h = 360/30 = 12 < 20;$$

$$N_l/N = 428,55/535,52 = 0,8.$$

5. По табл. 5.6 определяем значение коэффициентов φ_b и φ_{sb} ; с учётом интерполяции

$$\varphi_b = 0,868; \varphi_{sb} = 0,888$$

6. Задав коэффициентом армирования μ , вычисляем значение коэффициента α , принимаем $\mu = 0,01$:

$$\alpha = R_{sc}\mu/(R_b\gamma_{b2}) = 36,5 \cdot 0,01/1,15 \cdot 0,9 = 0,353$$

7. Вычисляем коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha = 0,868 + 2(0,888 - 0,868)0,353 = 0,882 < \varphi_{sb} = 0,888$$

8. Определяем требуемую площадь арматуры:

$$(A_s + A_s') = \frac{N/\varphi - R\gamma_{b2}bh}{R_{sc}} = \frac{535,52/0,882 - 1,15 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 30}{36,5} \leq 0$$

9. Так как требуемая площадь арматуры получилась отрицательной, это значит, что бетон один (без арматуры) справляется с нагрузкой и арматуру следует принимать по конструктивным требованиям; учитывая, что необходимо обеспечить минимальный процент армирования колонны и что при меньшей стороне сечения $> 250 \text{ мм}$ диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16мм, принимаем 4Ø16 А-III, $A_s = 8,04 \text{ см}^2$.

10. Проверяем процент армирования:

$\mu = (A_s + A_s')100/bh = 8,04 \cdot 100/30 \cdot 30 = 0,893\%$, что больше минимального значения $\mu_{min} = 0,4\%$ и меньше максимального значения $\mu_{max} = 3,0\%$;

принятая арматура обеспечивает необходимый процент армирования.

11. Назначаем диаметры и шаг постановки поперечных стержней: $d_{sw} \geq 0,25d_s = 0,25 \cdot 16 = 4 \text{ мм}$; принимаем поперечную арматуру Ø4 Вр-I; шаг поперечных стержней $s:s \leq 20d_s = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм}$, округляем и принимаем шаг $s = 300 \text{ мм}$.

12. Конструируем сечение колонны.

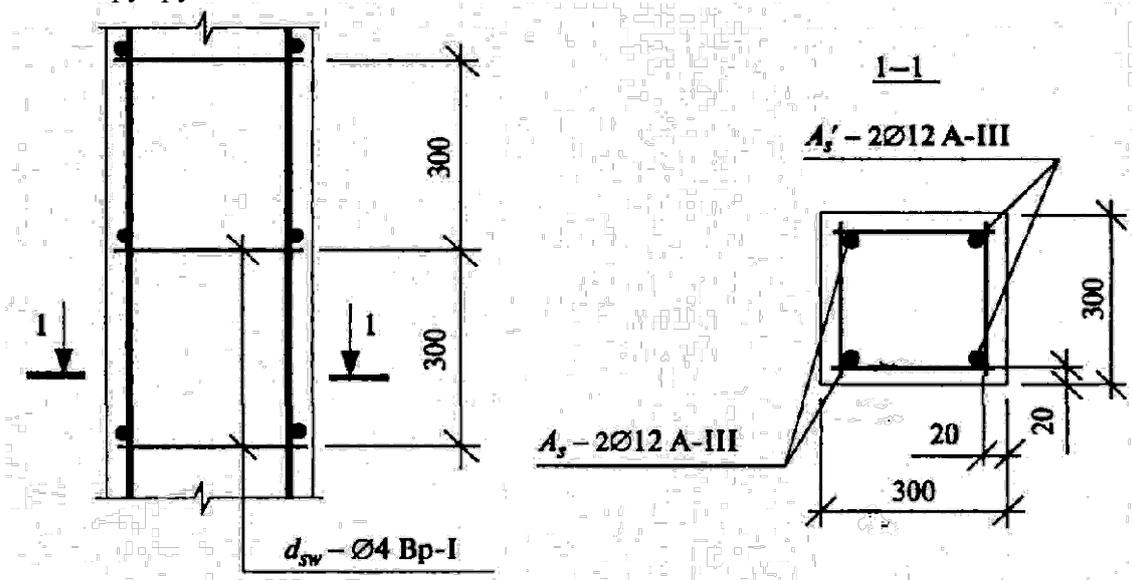


Рис. 1

Задание для самостоятельной работы. Задачи №1,2,3 решить согласно условиям, а задаче № 4 – взять исходные данные из таблицы 1 согласно варианта.

Задача 1. Подобрать класс арматуры и диаметры поперечных стержней для железобетонной колонны, определить их шаг, если продольные стержни каркаса колонны приняты диаметром 25 мм, А-III.

Задача 2. Рассчитать железобетонную колонну. Нагрузка, действующая на колонну, $N = 640$ кН; $N_l = 325$ кН. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Нагрузка приложена со случайным эксцентриситетом. Сечение колонны 350 x 350 мм, армирование симметричное. Высота колонны $H = 4,9$ м, закрепление концов колонны шарнирное. Арматура — продольная класса А-III; поперечная Вр-I. Бетон тяжелый класса В20; $\gamma_{b2} = 0,9$.

Задача 3. Проверить несущую способность железобетонной колонны, на которую действует нагрузка $N = 250$ кН. Нагрузка приложена со случайным эксцентриситетом; длительная часть нагрузки $N_l = 125$ кН; коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Расчетная длина колонны $l_0 = 3,0$ м. Армирование симметричное $A_s = A'_s = (2 \text{ } \varnothing 22 \text{ мм})$. Арматура класса А-III. Бетон тяжелый, класс прочности бетона В20; $\gamma_{b2} = 0,9$. Сечение колонны 300 x 400 мм (рис. 2).

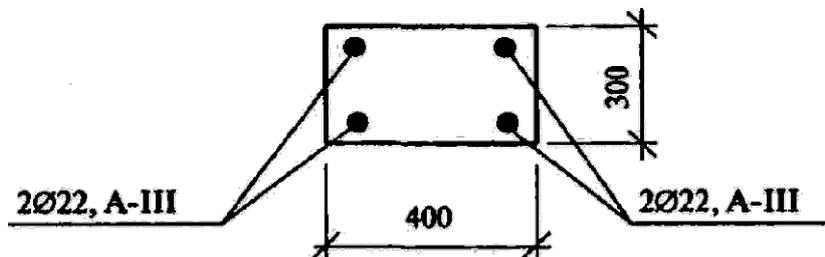


Рис. 2

Задача 4. Подобрать арматуру железобетонной колонны со случайным эксцентриситетом. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1,0$. Коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$. Исходные данные в таблице 1

Таблица 1

| № варианта | Расчётная длина l_0 , м | Сечение колонны $b \times h$, см | Полная нагрузка N , кН | Длительная нагрузка N_l , кН | Класс бетона | Продольная арматура | Поперечная арматура |
|------------|---------------------------|-----------------------------------|--------------------------|--------------------------------|--------------|---------------------|---------------------|
| 1 | 4,8 | 30x30 | 920 | 92 | В15 | А-II | А-I |
| 2 | 5,2 | 40x40 | 1200 | 140 | В25 | А-II | Вр-I |
| 3 | 6,0 | 50x50 | 1200 | 200 | В30 | А-III | А-I |
| 4 | 3,6 | 30x30 | 1400 | 240 | В20 | А-I | Вр-I |
| 5 | 4,5 | 60x60 | 2500 | 400 | В30 | А-II | А-I |
| 6 | 6,2 | 40x40 | 2000 | 120 | В15 | А-II | Вр-I |
| 7 | 5,6 | 30x30 | 840 | 60 | В25 | А-I | А-I |
| 8 | 6,4 | 50x50 | 1000 | 100 | В25 | А-I | Вр-I |
| 9 | 4,0 | 50x50 | 1900 | 300 | В30 | А-III | А-I |
| 10 | 7,1 | 60x60 | 1700 | 250 | В30 | А-II | Вр-I |
| 11 | 5,8 | 40x40 | 900 | 160 | В15 | А-I | А-I |
| 12 | 5,5 | 30x30 | 730 | 80 | В20 | А-II | Вр-I |
| 13 | 3,5 | 50x50 | 1500 | 260 | В30 | А-I | А-I |
| 14 | 5,3 | 40x40 | 1800 | 180 | В25 | А-II | Вр-I |
| 15 | 6,8 | 60x60 | 2500 | 340 | В30 | А-III | А-I |
| 16 | 3,6 | 30x60 | 620 | 84 | В25 | А-III | Вр-I |
| 17 | 4,2 | 40x60 | 900 | 120 | В15 | А-I | А-I |
| 18 | 3,4 | 40x70 | 940 | 160 | В30 | А-II | Вр-I |
| 19 | 4,0 | 30x60 | 580 | 64 | В25 | А-III | А-I |
| 20 | 5,0 | 50x70 | 640 | 52 | В30 | А-III | Вр-I |

| | | | | | | | |
|----|-----|-------|------|-----|-----|-------|-------------------|
| 21 | 4.5 | 40x80 | 1000 | 180 | B15 | A-II | A-I |
| 22 | 3,1 | 60x80 | 1300 | 220 | B25 | A-II | B _p -I |
| 23 | 5.2 | 30x60 | 850 | 94 | B30 | A-III | A-I |
| 24 | 4,8 | 50x70 | 1400 | 170 | B15 | A-I | B _p -I |
| 25 | 3,5 | 40x60 | 860 | 200 | B30 | A-I | A-I |
| 26 | 5,5 | 20x60 | 920 | 80 | B25 | A-III | B _p -I |
| 27 | 3,7 | 20x50 | 800 | 70 | B25 | A-III | A-I |
| 28 | 4,6 | 25x60 | 1400 | 260 | B30 | A-I | B _p -I |
| 29 | 6.0 | 50x70 | 1100 | 240 | B15 | A-II | A-I |
| 30 | 6,3 | 40x70 | 1060 | 160 | B30 | A-I | B _p -I |

Практическое занятие №11

Расчёт кирпичного центрально сжатого армированного столба

Цель работы - подбор размеров квадратного поперечного сечения (подбор сеток).

В результате выполнения работы студент должен:

знать работу сжатых конструкций под нагрузкой и особенности их работы в зависимости

от материала; возможный характер потери несущей способности и предпосылки для расчёта; правила конструирования колонн;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение или проверить несущую способность кирпичного столба не армированного и с сетчатым армированием.

Теоретическое обоснование:

1. Расчёт центрально сжатых столбов из неармированной кладки

Базовая расчётная формула для центрально сжатых каменных столбов принимает вид

$$N \leq m_g \phi R A,$$

где N – расчётная продольная сила;

R – расчётное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 2.10;

m_g – коэффициент, учитывающий влияние пластических деформаций кладки при воздействии длительной нагрузки:

$$m_g = 1 - \eta N_g / N,$$

где η – коэффициент, зависящий от гибкости элемента и вида каменной кладки, принимаемый по табл. 5.8;

N_g – расчётная продольная сила от длительно действующей нагрузки;

N – расчётная продольная сила от всей нагрузки;

A – площадь поперечного сечения столба;

ϕ – коэффициент продольного изгиба, определяется в зависимости от α и λ_h по табл. 5.8,

где α – упругая характеристика кладки, определяемая по табл. 5.7;

λ_h – гибкость столба, определяемая по формуле: $\lambda_h = l_0 / h$, где l_0 – расчётная длина столба;

h – меньшая сторона сечения колонны (для колонн прямоугольного сечения гибкость определяется по формуле $\lambda_i = l_0 / I$ через радиус инерции сечения колонны i).

Расчётные высоты стен и столбов l_0 назначаются в зависимости от условий их опирания на горизонтальные опоры (балки, плиты).

Для кирпичных колонн могут быть решены 2 типа задач: подбор размеров сечения столба (тип 1) и проверка несущей способности (тип 2).

Общий порядок расчета. Определение размеров сечения кирпичного столба (тип 1) (центрально-сжатого, неармированного)

1. Определяют нагрузку на кирпичный столб (в простейших задачах она может быть задана).

2. Устанавливают (если она не задана) расчетную схему столба.

3. Задаются следующими параметрами:

а) наименованием и маркой кирпича, обычно марка кирпича принимается от М50 до М150;

б) наименованием и маркой раствора, обычно марки раствора принимаются от М25 до М75.

4. По табл. 2.10 находят расчетное сопротивление сжатию кладки R .

5. Определяют упругую характеристику кладки α (см. табл. 5.7).

6. Предварительно принимают значение коэффициента $\phi = 0,8-0,9$ и, предполагая, что размеры сечения будут больше 30 см, принимают значение коэффициента $m_g = 1$.

7. Пользуясь формулой, определяют требуемую площадь сечения (см²):

$$A \geq \frac{N}{m_g \varphi R}$$

8. Назначают размеры сечения столба, при этом следует учитывать размеры кирпичей (камней); сечение колонн из кирпича принимают не менее 380 x 380 мм и далее, добавляя по 130 мм (ширина кирпича 120 мм +10 мм шов).

9. Проверяют принятое сечение:

а) определяют коэффициент m_g . Обычно колонны имеют меньший размер сечения больше 30 см, тогда коэффициент $m_g = 1$. Вместе с тем при проектировании возможны случаи, когда меньший размер сечения менее 30 см или радиус инерции для элементов прямоугольного сечения меньше 8,5 см, тогда необходимо определять значение коэффициента по формуле (5.18)

$$m_g = 1 - \eta (N_g / N);$$

б) определяют гибкость $\lambda_h = l_0/h$; ($\lambda_i = l_0/i$) и по табл. 5.8 определяют коэффициент продольного изгиба φ ;

в) определяют площадь принятого сечения столба; в случае если принятое сечение столба меньше 0,3 м², расчетное сопротивление необходимо умножить на коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,8$ (см. п. 3.ПСНиП II-22-81).

10. Проверяют несущую способность колонны из условия (5.17)

$$N \leq m_g \varphi R A.$$

Если условие удовлетворено, то расчет закончен, если нет, то изменяют марки кирпича, раствора или увеличивают размеры колонны с учетом размеров кирпича (камня) и расчет повторяют до тех пор, пока не будет удовлетворено условие.

В сущности, проверка принятого сечения (пп. 9, 10 порядка расчета) и является проверкой несущей способности (задача 2-го типа).

1. Правила конструирования неармированных столбов

2. Размеры поперечного сечения колонн принимают с учётом размеров кирпича. Обычно не менее 380x380мм (1,5 кирпича x1,5 кирпича) и далее 510x510мм (2x2), 640x640мм (2,5x2,5) и т.д.
3. На верхнюю часть кирпичной колонны могут укладываться железобетонные подушки, которые способствуют распределению напряжений от балок по кирпичной кладке. Их можно принимать без расчёта толщиной 14-22см.
4. В нижней части, между кирпичной кладкой и фундаментом выполняется гидроизоляция.

2. Расчёт центрально сжатых колонн, армированных при помощи сеток (сетчатое армирование).

Расчёт элементов с сетчатым армированием при центральном сжатии производят по формуле:

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A,$$

где R_{sk} – расчётное сопротивление при центральном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами по формуле:

$$R_{sk} = R + 2\mu R_s / 100,$$

$$R_{sk} \leq 2R,$$

где R – расчётное сопротивление сжатию неармированной кладки;

R_s – расчётное сопротивление арматуры, для арматуры класса В_p-I принимается с коэффициентом условий работы $\gamma_{cs} = 0,6$;

μ – процент армирования по объёму, для сеток с квадратными ячейками из арматуры площадью сечения A_{st} с размером ячейки c при расстоянии между сетками по высоте S определяется по формуле:

$$\mu = 2A_{st}/cS \cdot 100.$$

Процент армирования кладки с сетчатой арматурой при центральном сжатии не должен превышать определённого по формуле:

$$M = 50R/R_s \geq 0,1\%;$$

m_g и φ – см. п. 1; φ определяется в зависимости от упругой характеристики кладки с сетчатым армированием α_{sk} :

$$\alpha_{sk} = \alpha R_u/R_{sku},$$

где R_u – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки, определяемое по формуле:

$$R_u = kR,$$

где k – коэффициент, принимаемый по табл. 5.9

R_{sku} – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150мм; для кладки с сетчатой арматурой определяется по формуле:

$$R_{sku} = kR = 2R_{sn}\mu/100,$$

где R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры, в армированной кладке принимаемые для арматуры класса В_p-I с коэффициентом условия работы 0,6.

Общий порядок расчёта центрально-сжатой каменной колонны с сетчатым армированием

В практике встречаются два типа задач:

- 1) подбор арматурных сеток в колонны известного сечения и с принятыми материалами;
- 2) проверка несущей способности имеющейся армированной колонны.

Подбор арматурных сеток

Производят расчет неармированной колонны, и если после определения ее несущей способности $\varphi = m_g \varphi R A$ выясняется, что действующее усилие $N > \varphi$, то несущая способность не обеспечена. Можно увеличить несущую способность колонны за счет постановки сетчатой арматуры:

1. Принимают класс арматуры сеток (рекомендуется В_p-I). Определяют расчетное и нормативное сопротивления арматуры с коэффициентом условия работы $R_s \gamma_{CS}$. Арматура класса В_p-I выпускается диаметрами 3, 4, 5 мм и имеет расчетное сопротивление $R_s = 410$ МПа и нормативное сопротивление $R_{sn} = 490$ МПа (табл. 2.8); коэффициент условия работы $\gamma_{CS} = 0,6$.

2. Находят отношение $a = N/\varphi$; отношение показывает, во сколько раз следует увеличить расчетное сопротивление каменной кладки, чтобы несущая способность оказалась выполненной. Учитывают, что увеличение расчетного сопротивления возможно не более чем в два раза.

3. Определяют требуемое расчетное сопротивление армированной кладки $R_{sk} = R_a$; приравнивают полученное значение к формуле (5.21) и получают

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu \cdot R_s}{100} = Ra;$$

из полученного соотношения определяют требуемый процент армирования μ (%):

$$\mu = \frac{(R_{sk} - R) \cdot 100}{2R_s};$$

устанавливают процент армирования μ , его значение принимается не менее 0,1%.

4. Принимают шаг постановки арматурных сеток S ; сетки могут устанавливаться в каждом ряду кладки или через несколько рядов (но не более чем через 5); если сетки ставятся в каждом ряду, $S = 7,7$ см (для одинарного кирпича), если через два ряда — увеличиваем шаг вдвое и т.д.

5. Определяют площадь сечения арматуры A_{st} , из которой сделаны сетки: $\emptyset 3 - A_{st} = 0,071$ см²; $\emptyset 4 - A_{st} = 0,126$ см²; $\emptyset 5 - A_{st} = 0,195$ см² (см. Приложение 3);

6. Находят требуемый шаг стержней в сетках из уравнения (5.22)

$$c = \frac{2 \cdot A_s \cdot 100}{\mu S};$$

назначают шаг стержней (шаг c , принимается от 30 до 120 мм с градацией через 5 мм);

Проверка выбранного сечения колонны с сетчатым армированием

7. Уточняют процент армирования, подставляя в формулу (5.22)

$$\mu = \frac{2A_s}{cS} \cdot 100$$

принятые значения шага стержней и шага сеток

$$\mu = \frac{2A_s}{cS} \cdot 100$$

и проверяют ограничения процента армирования:

$$\mu_{\min} = 50R/R_s; \mu_{\min} = 0,1\%:$$

- если процент армирования меньше минимального, увеличивают количество арматуры за счет уменьшения шага стержней в арматурных сетках, шага постановки сеток или увеличения диаметра арматуры;
- если процент армирования больше предельного, следует изменить сечение колонны или принять более прочные материалы для каменной кладки и провести расчет

8. Уточняют величину расчетного сопротивления

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100}.$$

9. Находят упругую характеристику кладки при наличии сетчатого армирования:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}},$$

где α – упругая характеристика неармированной кладки,

$$R_u = kR; \quad R_{sku} = kR + \frac{2R_s\mu}{100}.$$

10. Определяют коэффициент продольного изгиба φ (см. табл. 5.8), при определении φ вместо упругой характеристики α принимают α_{sk} .

11. Проверяют несущую способность армированной кладки:

$$N \leq m_{\varphi} R_{sk} A.$$

Если несущая способность не обеспечена, увеличивают насыщение столба арматурой и повторяют расчет.

Задачи типа 2 сводятся к проверке выбранного сечения колонны, см. тип 1 задач пп. 7–11.

Некоторые правила конструирования кирпичных (каменных) столбов с сетчатым армированием

1. Количество сетчатой арматуры (процент армирования) должно составлять не менее 0,1% и не превышать определенного по формуле (5.23).

2. Диаметр сетчатой арматуры обычно назначается 3, 4, 5 мм.

3. Расстояние между стержнями сетки должно быть не более 12 см и не менее 3 см.

4. Материалы для кирпичной кладки:

- марка кирпича, как правило, не менее М50;
- марка раствора не ниже М50;
- класс арматуры, как правило, Вр-I.

5. Швы кладки должны иметь толщину, превышающую толщину сетки не менее чем на 4 мм.

6. Арматурные сетки ставятся не больше чем через пять рядов кирпичной кладки (40 см).

7. Для проверки наличия арматурных сеток в кладке и контроля правильности их укладки они должны быть уложены так, чтобы концы стержней выступали на 3–10 мм за поверхность кладки.

8. Сетчатое армирование эффективно только при гибкости столбов $l_0/h \leq 15$, при больших значениях гибкости сетчатое армирование практически не повышает прочность кладки.

Пример 1. Используя данные примера 7 (практическая работа №2) подобрать сечение центрально-сжатой колонны, выполненной из кирпича. Расчетное продольное сжимающее усилие $N = 566,48$ кН. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$; с учетом коэффициента $N = 566,48 \cdot 0,95 = 538,16$ кН. Принята расчетная схема с шарнирным опиранием концов стержня колонны (см. рис. 5.35, а). При такой расчетной схеме расчетная длина равна высоте этажа $l_0 = H = 3,6$ м.

Решение.

1. Задаемся материалами. Принимаем: полнотельный глиняный кирпич пластического прессования марки М100; раствор цементно-известковый М75. По табл. 2.10 находим расчетное сопротивление сжатию кладки $R = 1,7$ МПа = $0,17$ кН/см².

2. Определяем упругую характеристику, $\alpha = 1000$ (табл. 5.7).

3. Задаемся коэффициентом продольного изгиба $\varphi = 0,8$ и коэффициентом $m_g = 1,0$. Определяем требуемую площадь сечения колонны:

$$A = \frac{N}{m_g \varphi R} = \frac{538,16}{1 \cdot 0,8 \cdot 0,17} = 3957,03 \text{ см}^2.$$

4. Принимаем сечение колонны 640 x 640 мм. Фактическая площадь сечения $A = bh = 64 \cdot 64 = 4096 \text{ см}^2 = 0,4096 \text{ м}^2$, что больше $0,3 \text{ м}^2$, следовательно, коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$.

5. Определяем гибкость:

$$\lambda_n = l_0/h = 360/64 = 5,63.$$

6. По табл. 5.8 находим коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,968$ (коэффициент определен с интерполяцией).

7. Так как меньшая сторона сечения $h > 30$ см, коэффициент $m_g = 1$.

8. Проверяем принятое сечение:

$$N = 538,16 \text{ кН} < m_g \varphi R \gamma_c A = 1 \cdot 0,968 \cdot 0,17 \cdot 4096 = 674,03 \text{ кН}.$$

Вывод. Несущая способность колонны обеспечена, оставляем выбранное сечение.

Пример 2. По архитектурным соображениям требуется уменьшить сечение колонны, которая рассчитана в примере 1. Принято сечение 510x510 мм, колонну выполняем из полнотелого глиняного кирпича пластического прессования марки М100 и цементно-известкового раствора М100 (так как размеры сечения уменьшили и есть такая возможность, увеличиваем марку раствора по сравнению с данными примера 1). Расчетное сопротивление сжатию кладки $R = 1,8$ МПа = $0,18$ кН/см² (табл. 2.10), упругая характеристика $\alpha = 1000$ (табл. 5.7).

Решение.

1. Площадь колонны $A = 51 \cdot 51 = 2601 \text{ см}^2 = 0,26 \text{ м}^2$; так как площадь сечения меньше $0,3 \text{ м}^2$, расчетное сопротивление необходимо умножать на коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,8$.

2. Гибкость колонны изменилась по сравнению с гибкостью в примере 1, так как уменьшились размеры сечения колонны,

$$\lambda_n = l_0/h = 360/51 = 7,0.$$

3. Определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,94$ (табл. 5.8).

4. Коэффициент $m_g = 1$, так как меньший размер сечения $h > 30$ см.

5. Несущая способность кирпичного столба

$$\Phi = m_g \varphi R \gamma_c A = 1 \cdot 0,94 \cdot 0,18 \cdot 0,8 \cdot 2601 = 352 \text{ кН};$$
$$N = 538,16 \text{ кН} > \Phi = 352 \text{ кН}.$$

Вывод. Несущая способность не обеспечена.

6. Для обеспечения несущей способности применяем сетчатое армирование. Арматурные сетки выполняем из арматуры класса Вр-I диаметром 3 мм, устанавливаем сетки в каждом ряду кирпичей, шаг сеток $S = 7,7$ см.

7. Выписываем нормативное и расчетное сопротивления арматуры (табл. 2.8): $R_S = 410$ МПа, $R_{Sn} = 490$ МПа; площадь сечения стержня арматуры $A_{st} = 0,071$ см²; расчетное и нормативное сопротивления арматуры необходимо умножить на коэффициент условия работы $\gamma_{cs} = 0,6$ (см. табл. 13 СНиП П-22-81):

8. Находим отношение:

$$a = N/\Phi = 538,16/332,48 = 1,62,$$

которое показывает, во сколько раз следует увеличить расчетное сопротивление для обеспечения прочности.

9. Определяем требуемое расчетное сопротивление армированной кладки:

$$R_{*k} = Ra = 0,17 \cdot 1,62 = 0,27 \text{ кН/см}^2.$$

10. Приравняем полученное значение к формуле расчетного сопротивления:

$$R_{*k} = 0,27 = R_c + \frac{2\mu R_s \gamma_s}{100} = 0,18 \cdot 0,8 + \frac{2 \cdot \mu \cdot 24,6}{100};$$

из полученного соотношения определяем требуемый процент армирования μ :

$$\mu = \frac{(R_{*k} - R_c)100}{2R_s} = \frac{(0,27 - 0,18 \cdot 0,8) \cdot 100}{2 \cdot 24,6} = 0,266\%;$$

принимая значение коэффициента $\mu = 0,27\%$.

11. Находим требуемый шаг стержней арматуры (размеры ячейки) в сетке из уравнения

$$\mu = 0,3\% = (2A_{st}/cS)100,$$
$$c = \frac{2A_{st} \cdot 100}{\mu S} = \frac{2 \cdot 0,071 \cdot 100}{0,27 \cdot 7,7} = 6,83 \text{ см};$$

принимая сетки с шагом стержней $c = 65$ мм (кратно 5 мм).

12. Уточняем полученный процент армирования:

$$\mu = \frac{2A_{st}}{cS} 100 = \frac{2 \cdot 0,071}{6,5 \cdot 7,7} \cdot 100 = 0,284\%.$$

13. Уточняем полученное в результате армирования расчетное сопротивление кладки R_{sk} :

$$R_{*k} = R_c + \frac{2\mu R_s}{100} = 0,18 \cdot 0,8 + \frac{2 \cdot 0,284 \cdot 24,6}{100} = 0,284 \text{ кН/см}^2.$$

14. Проверяем принятое значение коэффициента армирования:

$$\mu = 0,284\% > \mu_{min} = 0,1\%;$$
$$\mu_{max} = 50R_c/R_s \gamma_s = 50 \cdot 0,18 \cdot 0,8/24,6 = 0,293\%;$$

15. Определяем упругую характеристику армированной кладки α_{sk} :

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sk}} = 1000 \cdot \frac{0,288}{0,455} = 633,$$

$$\text{где } R_u = kR_c = 2 \cdot 0,18 \cdot 0,8 = 0,288 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{sku} = kR_c + \frac{2R_{sn}\mu}{100} = 2 \cdot 0,18 \cdot 0,8 + \frac{2 \cdot 29,4 \cdot 0,284}{100} = 0,455 \text{ кН/см}^2.$$

16. По табл. 5.8 определяем коэффициент продольного изгиба, учитывая полученное значение упругой характеристики $\alpha_{sk} = 633$ и гибкости $\lambda_l = 7,0$; с интерполяцией $\varphi = 0,904$.

17. Проверяем несущую способность,

$$N = 538,16 \text{ кН} < m_{\varphi} R_{sk} A = 1 \cdot 0,904 \cdot 0,284 \cdot 2601 = 646,6 \text{ кН}.$$

Вывод. Несущая способность обеспечена. Принимаем колонну сечением 510x510 мм из кирпича глиняного пластического прессования М100 на цементно-известковом растворе М100, армированную сетками в каждом ряду кирпичной кладки. Сетки выполнены из арматуры класса Вр-I Ø3 мм с шагом постановки арматуры в сетке в обоих направлениях 65 мм (рис. 1).

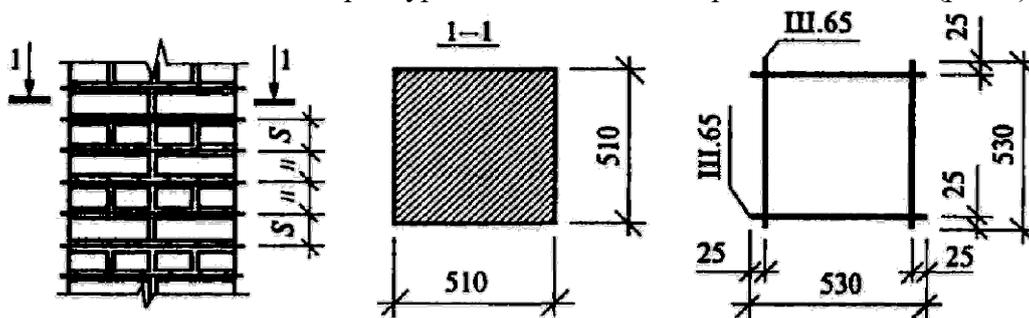


Рис. 1

Задание для самостоятельной работы.

Задача 1.

Проверить прочность центрально-сжатого кирпичного столба. Нагрузка, действующая на столб, $N = 340$ кН; $N_l = 250$ кН. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Сечение столба 510x640 мм; кирпич силикатный М75; раствор цементно-известковый М50. Расчетная схема – шарнирное закрепление столба на опорах; высота столба $H = 4,2$ м.

Задача 2.

Подобрать сечение центрально-сжатого кирпичного столба. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Кирпич глиняный пластического прессования; раствор цементно-известковый. Исходные данные в таблице 1.

Таблица 1

| № варианта | Полная нагрузка N, кН | Длительная нагрузка N _l , кН | Марка кирпича М | Марка раствора М | Расчётная длина l ₀ , м |
|------------|-----------------------|---|-----------------|------------------|------------------------------------|
| 1 | 120 | 100 | 75 | 75 | 2,8 |
| 2 | 100 | 80 | 50 | 50 | 2,4 |
| 3 | 140 | 120 | 100 | 50 | 3,2 |
| 4 | 160 | 140 | 125 | 75 | 3,6 |
| 5 | 180 | 160 | 75 | 50 | 3,4 |
| 6 | 200 | 180 | 150 | 100 | 4,0 |
| 7 | 170 | 150 | 50 | 25 | 2,5 |
| 8 | 150 | 140 | 75 | 25 | 3,0 |
| 9 | 190 | 170 | 125 | 50 | 3,7 |
| 10 | 130 | 110 | 50 | 25 | 2,6 |
| 11 | 150 | 100 | 75 | 75 | 3,0 |
| 12 | 210 | 200 | 100 | 50 | 3,1 |
| 13 | 300 | 250 | 100 | 75 | 4,2 |
| 14 | 250 | 220 | 125 | 75 | 3,8 |
| 15 | 220 | 200 | 125 | 50 | 3,8 |
| 16 | 230 | 200 | 50 | 50 | 3,6 |
| 17 | 240 | 220 | 75 | 50 | 3,8 |
| 18 | 250 | 230 | 50 | 25 | 3,5 |
| 19 | 260 | 240 | 100 | 75 | 3,9 |
| 20 | 270 | 250 | 50 | 75 | 3,8 |
| 21 | 280 | 260 | 75 | 50 | 3,2 |
| 22 | 290 | 270 | 100 | 75 | 4,1 |
| 23 | 300 | 260 | 75 | 50 | 3,4 |

| | | | | | |
|----|-----|-----|-----|----|-----|
| 24 | 320 | 270 | 50 | 25 | 3,0 |
| 25 | 310 | 280 | 75 | 25 | 2,8 |
| 26 | 330 | 300 | 50 | 50 | 3,0 |
| 27 | 350 | 320 | 150 | 75 | 4,0 |
| 28 | 360 | 320 | 150 | 50 | 4,2 |
| 29 | 380 | 350 | 150 | 75 | 4,4 |
| 30 | 400 | 450 | 100 | 75 | 4,6 |

Практическое занятие 12

Расчёт деревянной центрально-сжатой стойки

Цель работы - подбор квадратного или круглого сечения стойки из цельной древесины

В результате выполнения работы студент должен:

знать работу сжатых конструкций под нагрузкой и особенности их работы в зависимости от материала; возможный характер потери несущей способности и предпосылки для расчёта; правила конструирования колонн;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение или проверить несущую способность деревянной стойки цельного сечения.

Теоретическое обоснование:

Базовая формула расчёта центрально сжатых элементов на устойчивость для деревянных стоек из цельной древесины имеет вид

$$N \leq \varphi F_{расч} R_c$$

$$\begin{aligned} \text{при гибкости } \lambda \geq 70 & \quad \varphi = 3000/\lambda^2 \\ \text{при гибкости } \lambda < 70 & \quad \varphi = 1 - 0,8(\lambda/100)^2, \end{aligned}$$

где $\lambda = l_0/r$,

$$l_0 = \mu l \quad (\mu - \text{см. табл. 5.1, } r - \text{см. табл. 5.2})$$

$F_{расч}$ - расчётная площадь, определяется в зависимости от вида ослаблений:

если ослабления отсутствуют, принимают $F_{расч} = F$;

если ослабления выходят на кромки элемента $F_{расч} = F_{нт}$.

R_c - расчётное сопротивление древесины на сжатие (табл. 2.4 и 2.5)

В случае наличия ослаблений обязателен расчёт на прочность:

$$\sigma = N/F_{нт} \leq R_c.$$

где $F_{нт}$ - площадь поперечного сечения нетто, принимается за вычетом ослаблений.

При расчёте деревянных стоек возможны два типа задач: подбор сечения (тип 1) и проверка несущей способности (тип 2).

Общий порядок расчёта деревянных стоек при подборе поперечного сечения (тип 1)

1. Определяют нагрузку, приходящуюся на стойку.
2. Устанавливают расчётную схему стойки.
3. Определяют расчётную длину стойки $l_0 = \mu l$.
4. Принимают породу древесины и её сорт (обычно принимается сосна и ель).
5. Определяют расчётное сопротивление древесины на сжатие R_c .
6. Задаются коэффициентом продольного изгиба в пределах $\varphi \approx 0,6-0,7$.
7. Определяют требуемую площадь поперечного сечения стойки:

$$F_{расч} \geq N/\varphi R_c$$

8. По найденной площади назначают размеры поперечного сечения:

а) требуемые размеры сторон для квадратного сечения

$$a = \sqrt{F_{расч}}.$$

б) требуемый диаметр для элемента круглого сечения (бревна):

$$d = \sqrt{4F_{расч}/\pi}$$

Полученные размеры округляют в большую сторону с учётом сортамента пиломатериалов (Приложение 2).

9. Определяют радиусы инерции r (табл. 2) и проверяют условие, ограничивающее гибкость:

$$\lambda = l_0/r \leq \lambda_{пред}.$$

где $\lambda_{пред} = 120$ для стоек; если условие не удовлетворяется, то размеры сечения увеличиваются и снова проверяют гибкость.

10. Проверяют устойчивость принятого сечения, для этого определяют фактические значения расчётной площади $F_{расч.}$ и коэффициента продольного изгиба φ .

$$N/\varphi F_{расч.} \leq R_c$$

Если условие устойчивости удовлетворено и сечение не имеет ослаблений, расчёт заканчивается; если есть ослабления, переходим к п. 11.

11. Проверяют прочность деревянной стойки:

$$N/F_{нт} \leq R_c,$$

где $F_{нт}$ – площадь сечения нетто, определяется по принятым размерам с учётом размеров ослабления.

12. Если устойчивость или прочность стойки на обеспечена, то размеры сечения увеличивают и снова проводят проверку сечения на устойчивость или прочность.

Проверка несущей способности (тип 2) является составной частью решения задачи по подбору сечения (необходимо выполнить пп. 2, 3, 5, 9, 10, 11 порядка расчёта).

Пример 1. Используя данные примера 7 (практическая работа №2), подобрать сечение центрально-сжатой стойки (колонны), выполненной из цельной древесины. Материал: сосна, сорт 1. Сечение колонны – брус.

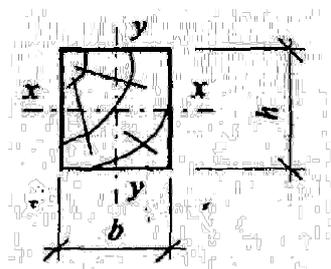


Рис. 1

Примечание. Деревянная стойка для кирпичного здания недопустима по требованиям капитальности и противопожарным требованиям. Вариант стойки из древесины приведён исключительно в учебных целях.

$N = 566,48 \text{ кН}$, с учётом $j_n = 0,95$ нагрузка $N = 566,48 \cdot 0,95 = 538,16 \text{ кН}$.

Расчётная схема принята с опиранием концов стержня колонны на шарнирные опоры. Расчётная длина стержня $l_0 = 3,6 \text{ м}$. Температурно-влажностные условия эксплуатации А2 (элемент работает внутри отапливаемого помещения с относительной влажностью воздуха свыше 60% и до 75%).

Решение.

1. По табл. 2.4 определяем расчётное сопротивление древесины сжатию:

$R_c = 16 \text{ МПа} = 1,6 \text{ кН/см}^2$ (предварительно принимая ширину и высоту сечения больше 13 см).

2. Коэффициенты условия работы в соответствии с требованиями п. 3.2 СНиП II-25-80 принимаем равными единице.

3. Задаёмся коэффициентом продольного изгиба $\varphi = 0,8$ и определяем требуемую площадь сечения из формулы устойчивости

$$F_{расч.} = N/\varphi R_c = 538,16/0,8 \cdot 1,6 = 420,4 \text{ см}^2$$

4. Принимаем с учётом сортамента (Приложение 2) сечение бруса $bh = 200 \times 250 \text{ см}$, фактическая площадь сечения $F = 500 \text{ см}^2$.

5. Определяем радиусы инерции относительно главных осей (табл. 5.2):

$$r_x = 0,289h = 0,289 \cdot 25 = 7,23 \text{ см}$$

$$r_n = 0,289b = 0,289 \cdot 20 = 5,78 \text{ см}$$

6. Находим гибкость и коэффициент продольного изгиба, используя меньший по величине радиус инерции, получаем большее значение гибкости: $\lambda = l_0/r = 360/5,78 = 62,3$; определяем предельную гибкость: для колонн $\lambda_{max} = 120$ (табл. 14 СНиП II-25-80). Гибкость колонны в пределах нормы; так как фактическая гибкость колонны меньше $\lambda = 70$, коэффициент продольного изгиба определяем по формуле

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot (\lambda/100)^2 = 1 - 0,8 \cdot (62,3/100)^2 = 0,689$$

7. Проверяем устойчивость

$$\sigma = N/\varphi A = 538,16/0,689 \cdot 500 = 1,56 \text{ кН/см}^2 < R_c = 1,6 \text{ кН/см}^2$$

Вывод. Напряжения при расчёте на устойчивость меньше расчётного сопротивления древесины сжатию:

$$\Sigma = 15,6 < R_c = 16,0 \text{ МПа,}$$

Следовательно, несущая способность обеспечена.

Принимаем сечение колонны 200x250мм. Древесина – сосна, сорт 1.

Задание для самостоятельной работы.

Задача 1. Подобрать сечение деревянной стойки из бруса; стойка шарнирно закреплена по концам. Нагрузка приложена по центру тяжести сечения. Коэффициент надёжности по ответственности $\gamma_n = 0,9$. Материал: берёза, сорт 2. Температурно-влажностные условия эксплуатации В2 (эксплуатация на открытом воздухе в нормальной зоне, для таких условий эксплуатации коэффициент $m_b = 0,85$). *При определении расчётного сопротивления берёзы следует расчётное сопротивление, определённое для древесины сосны (ели), умножить на коэффициент m_n (табл.2.5), учитывающий условия эксплуатации.* Предельная гибкость стойки $\lambda_{max} = 120$. Исходные данные см. табл. 1.

Задача 2. Проверить несущую способность деревянной стойки, выполненной из бревна. Материал: ель, сорт 3; условия эксплуатации А3 (коэффициент $m_b = 0,85$). Нагрузка, действующая на стойку, приложена по центру тяжести. Коэффициент надёжности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Закрепление стержней шарнирное по обоим концам. Предельная гибкость стойки $\lambda_{max} = 120$. Исходные данные см. табл. 1.

Таблица

1

| № варианта | Задача 1 | | Задача 2 | | |
|------------|-------------------|----------------------|-------------------|----------------------|-------------------------|
| | Нагрузка N, кН | Длина стойки l, м | Нагрузка N, кН | Длина стойки l, м | Диаметр бревна D, мм |
| 1 | 15 | 2,0 | 150 | 3,0 | 180 |
| 2 | 16 | 1,8 | 100 | 2,2 | 100 |
| 3 | 17 | 2,2 | 110 | 2,4 | 110 |
| 4 | 18 | 2,4 | 120 | 2,5 | 120 |
| 5 | 20 | 2,3 | 116 | 2,6 | 130 |
| 6 | 19 | 2,5 | 115 | 2,7 | 140 |
| 7 | 21 | 1,9 | 118 | 2,8 | 150 |
| 8 | 22 | 1,7 | 122 | 3,0 | 160 |
| 9 | 23 | 2,1 | 132 | 3,2 | 180 |
| 10 | 24 | 2,0 | 134 | 3,3 | 190 |
| 11 | 25 | 1,8 | 136 | 3,4 | 200 |
| 12 | 26 | 2,4 | 140 | 3,5 | 100 |
| 13 | 27 | 2,3 | 142 | 3,6 | 110 |
| 14 | 28 | 2,2 | 144 | 3,7 | 120 |
| 15 | 29 | 2,6 | 145 | 3,8 | 130 |
| 16 | 30 | 2,7 | 146 | 3,9 | 140 |
| 17 | 31 | 2,8 | 148 | 4,0 | 150 |
| 18 | 32 | 2,9 | 152 | 2,9 | 160 |
| 19 | 33 | 3,0 | 154 | 2,8 | 170 |
| 20 | 34 | 2,4 | 156 | 2,7 | 180 |
| 21 | 35 | 2,5 | 158 | 2,6 | 200 |
| 22 | 36 | 2,6 | 160 | 2,5 | 140 |
| 23 | 37 | 2,7 | 162 | 3,0 | 150 |

| | | | | | |
|----|----|-----|-----|-----|-----|
| 24 | 38 | 2,8 | 164 | 3,1 | 180 |
| 25 | 39 | 2,9 | 166 | 3,2 | 160 |
| 26 | 40 | 3,0 | 168 | 3,3 | 170 |
| 27 | 41 | 3,1 | 170 | 3,4 | 180 |
| 28 | 42 | 3,2 | 172 | 3,5 | 150 |
| 29 | 43 | 3,3 | 174 | 3,7 | 160 |
| 30 | 44 | 3,4 | 175 | 2,8 | 200 |

Практическое занятие №13

Расчёт деревянной балки прямоугольного или круглого сечения

Цель работы - подбор размеров прямоугольного или круглого сечения деревянной балки проверка жёсткости.

В результате выполнения работы студент должен:

знать работу изгибаемых конструкций при поперечном изгибе от равномерно распределённой нагрузки; особенности работы деревянных балок; возможный характер потери несущей способности и жёсткости; предпосылки для расчёта.

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение или проверить несущую способность деревянной балки цельного сечения на прочность и жёсткость.

Теоретическое обоснование:

1. Расчет прочности

Расчет на прочность по нормальным напряжениям σ производят по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq R_n,$$

где M – расчетный изгибающий момент;

R_n – расчетное сопротивление изгибу (табл. 2.4);

$W_{\text{расч}}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения элемента:

• для цельных элементов $W_{\text{расч}} = W$;

• при наличии ослаблений $W_{\text{расч}} = W_{\text{нт}}$, где $W_{\text{нт}}$ – момент сопротивления сечения нетто; определяется с учетом того, что ослабления, расположенные на участке элемента длиной до 200 мм, принимаются совмещенными в одном сечении аналогично расчету растянутых деревянных элементов — см. рис. 6.2.

Расчет на прочность по скалыванию следует выполнять по формуле

$$\tau = \frac{QS_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}} b_{\text{расч}}} \leq R_{\text{ск}},$$

где τ – касательные напряжения, возникающие в балке при изгибе;

Q – расчетная поперечная сила;

$S_{\text{бр}}$ – статический момент инерции брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$b_{\text{расч}}$ – расчетная ширина сечения; для балок из цельной древесины $b_{\text{расч}} = b$;

$I_{\text{бр}}$ – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$R_{\text{ск}}$ – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе (табл. 2.4).

2. Расчет по деформациям

Прогибы деревянных балок, выполненных из цельной древесины, рассчитываются аналогично расчету прогибов стальных балок, так как и при работе стали, и при работе древесины считают, что они работают упруго, но при одинаковых размерах, сечении и нагрузках деревянная балка будет прогибаться больше, так как модуль упругости древесины вдоль волокон $E = 10000$ МПа, (в 20 раз меньше модуля упругости стали: $E_{\text{стали}} = 2,06 \cdot 10^5$ МПа).

Цель расчета – ограничить прогибы величинами, которые отвечают требованиям эксплуатации, $f \leq f_u$, см. параграф 7.1.2.

Определение величины прогиба f (см. табл. 7.1) для балки на двух опорах при равномерно распределенной (погонной) нагрузке ведется по формуле

$$f = \frac{5q_n l_0^4}{384EI_x},$$

где q_n – нормативная погонная нагрузка;

l_0 – расчетный пролет балки;

E – модуль упругости древесины вдоль волокон;

I_x – момент инерции сечения относительно оси изгиба.

Порядок расчета деревянных балок из цельной древесины

При расчете деревянной балки возможны следующие типы задач: подбор сечения балки (тип 1) и проверка прочности имеющегося сечения (тип 2):

а) подбор сечения деревянной балки (тип 1):

1. Собирают нагрузку, приходящуюся на балку.
2. Устанавливают расчетную схему балки.
3. Определяют изгибающие моменты и поперечные силы, приходящиеся на балку.
4. Принимают породу древесины, сорт, устанавливают температурно-влажностный режим, при котором будет эксплуатироваться балка.

5. Определяют расчетные сопротивления древесины с учетом предполагаемых размеров и с учетом сорта: $R_{и}$, $R_{ск}$ (табл. 2.4). Уточняются коэффициенты условий работы m_i (п. 3.2 СНиП II-25-80).

6. Определяют требуемый момент сопротивления по формуле

$$W_x = \frac{M}{R_{и} m_i}.$$

7. Задаются шириной балки b и определяют требуемую высоту балки

$$h = \sqrt{\frac{6W_x}{b}} \quad (\text{для бревна момент сопротивления равен } W \approx 0,1d^3;$$

отсюда, $d = \sqrt[3]{W/0,1}$).

8. Принимают сечение балки с учетом размеров лесоматериалов и пиломатериалов, приведенных в сортаменте (Приложение 2).

Для контроля подобранного сечения необходимо проводить его проверку.

б) проверка подобранного сечения:

9. Уточняют момент сопротивления и момент инерции для принятого сечения: W_x , I_x (табл. 5.2).

10. Проверяют прочность по уравнениям

$$\sigma = \frac{M}{W_{расч}} \leq R_{и};$$

$$\tau = \frac{QS_{бр}}{I_{бр} t_{расч}} \leq R_{ск}.$$

11. Проверяют жесткость: определяют прогиб и сравнивают с предельным прогибом:

$$f = \frac{5q^n l^4_0}{384EI_x} \leq f_u.$$

В случае выполнения условий прочности и жесткости балка считается подобранной. Если не выполняются условия прочности или жесткости, следует увеличить сечение балки и повторить проверку сечения. Так следует поступать до полного выполнения всех условий.

Задача по проверке прочности имеющегося сечения (тип 2) является частью задачи первого типа (пп. 9–11).

Пример 1. Подобрать сечение деревянной балки для перекрытия магазина. Состав перекрытия (условно) для сравнения с расчетом стальной балки оставляем по данным примера 7. Нагрузка на 1 м^2 перекрытия $q'_{\text{перекрытия}} = 9,08 \text{ кПа}$; $q_{\text{перекрытия}} = 10,58 \text{ кПа}$.

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Длина грузовой площади $l_{гр} = 6$ м. Опираие балки выполняем на пилястру и деревянную колонну (рис. 1).

Решение.

1. Предварительно принимаем собственный вес балки $g''_{балки} = 0,35$ кН/м; $\gamma_f = 1,1$; расчетная нагрузка от собственного веса балки $g_{балки} = g''_{балки} \gamma_f = 0,35 \cdot 1,1 = 0,39$ кН/м.

2. Собираем нагрузку на погонный метр балки с учетом ее собственного веса:

$$q'' = q''_{перекрытия} l_{гр} + g''_{балки} = 9,08 \cdot 6 + 0,35 = 54,83 \text{ кН/м};$$

$$q = q_{перекрытия} l_{гр} + g_{балки} = 10,58 \cdot 6 + 0,39 = 63,87 \text{ кН/м};$$

расчетная нагрузка с учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$:
 $q = 63,87 \cdot 0,95 = 60,68$ кН/м.

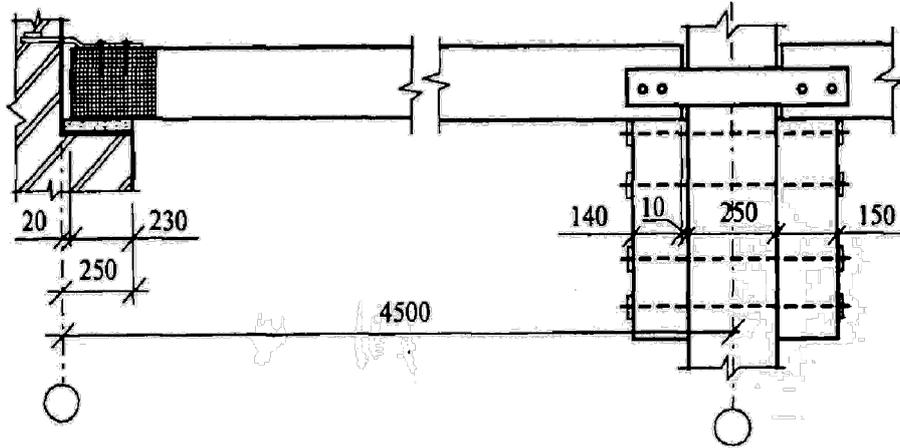


Рис. 1

3. Расчетная схема балки – аналогична расчетной схеме стальной балки в примере 7.1 (см. рис. 7.72), только изменилась расчетная длина за счет других условий опирания; расчетная длина балки

$$l_0 = 4500 - 30 - 230/2 - 140/2 - 250/2 = 4160 \text{ мм.}$$

4. Определяем максимальную поперечную силу и максимальный изгибающий момент:

$$Q = ql_0/2 = 60,68 \cdot 4,16/2 = 126,2 \text{ кН};$$

$$M = ql_0^2/8 = 60,68 \cdot 4,16^2/8 = 131,26 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

5. Принимаем породу и сорт древесины – сосна, сорт 1-й; температурно-влажностные условия эксплуатации – А2, коэффициент условия работы $m_b = 1,0$ (см. табл. 1, 5 СНиП II-25-80).

6. Предварительно принимаем, что размеры сечения будут более 13 см, и определяем расчетное сопротивление изгибу

$R_{и} = 16$ МПа = 1,6 кН/см²; расчетное сопротивление скалыванию

$R_{ск} = 1,8$ МПа = 0,18 кН/см² (табл. 2.4).

7. Определяем требуемый момент сопротивления:

$$W_x = M/R_{и} = 13126/1,6 = 8203,75 \text{ см}^3.$$

8. Приняв ширину балки $b = 22$ см, определяем требуемую высоту балки:

$$h = \sqrt{\frac{6W_x}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 8203,75}{22}} = 47,3 \text{ см.}$$

Вывод. Полученные размеры не соответствуют размерам цельных деревянных балок, используемых в строительстве. Следовательно, расчет показывает, что нагрузка на балку перекрытия чрезмерно большая. Деревянные балки из цельной древесины не предназначены для работы с такой грузовой площадью ($l_{гр} = 6$ м) и для поддержания железобетонных плит. Балку полученных по расчету размеров можно выполнить только клееной, но и такая балка не предназначена для поддержания железобетонных плит, принятых в конструкции перекрытия по примеру 7, данные которого использовались для расчета.

Пример 2. Подобрать сечение деревянной балки перекрытия жилого дома; схема опирания балок – рис. 2. Шаг балок $\alpha = 1,2$ м. Нагрузка на 1 м^2 перекрытия $q_{\text{перекрытия}}^n = 3,5$ кПа; $q_{\text{перекрытия}} = 4,48$ кПа. Временная нагрузка на перекрытие квартир (табл. 3.3): полное значение $p^n = 1,5$ кПа; пониженное значение $q^n_l = 0,3$ кПа. Длина грузовой площади равна шагу балок: $l_{\text{гр}} = 1,2$ м.

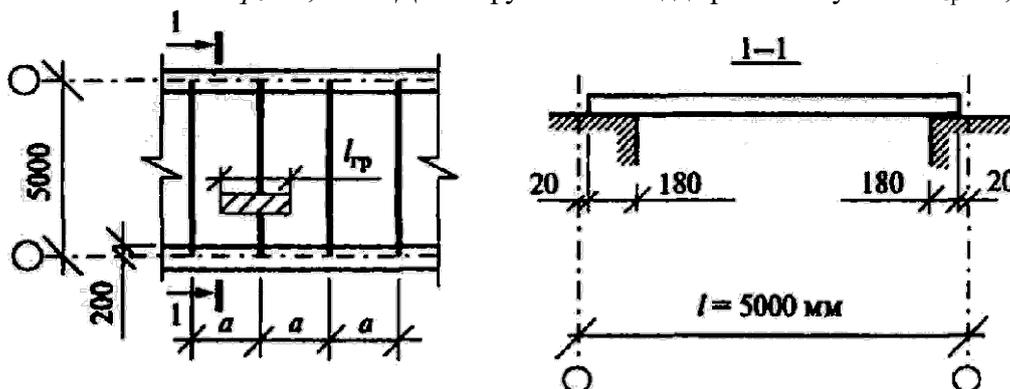


Рис. 2

Решение.

1. Предварительно принимаем собственный вес одного метра балки $g_{\text{балки}}^n = 0,25$ кН/м; $\gamma_f = 1,1$;

$$g_{\text{балки}} = g_{\text{балки}}^n \gamma_f = 0,25 \cdot 1,1 = 0,275 \text{ кН/м};$$

2. Собираем нагрузку на погонный метр балки с учетом ее собственного веса:

$$q^n = q_{\text{перекрытия}}^n l_{\text{гр}} + g_{\text{балки}}^n = 3,5 \cdot 1,2 + 0,25 = 4,45 \text{ кН/м};$$

$$q = q_{\text{перекрытия}} l_{\text{гр}} + g_{\text{балки}} = 4,48 \cdot 1,2 + 0,275 = 5,65 \text{ кН/м}.$$

С учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$ (для жилого дома) расчетная нагрузка на погонный метр балки равна $q = 5,65 \cdot 0,95 = 5,37$ кН/м.

3. Расчетная длина балки $l_0 = 5000 - 40 - 180/2 - 180/2 = 4780$ мм.

4. Учитывая, что расчетная схема балки аналогична расчетной схеме примера 7.1, определяем максимальные значения поперечной силы и изгибающего момента:

$$Q = ql_0/2 = 5,37 \cdot 4,78/2 = 12,83 \text{ кН};$$

$$M = ql_0^2/8 = 5,37 \cdot 4,78^2/8 = 15,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

5. Принимаем породу древесины – кедр сибирский; сорт 2-й; температурно-влажностные условия эксплуатации – А2, коэффициент условия работы $m_b = 1,0$ (см. табл. 1.5 СНиП II-25-80); предварительно принимаем, что размеры сечения будут более 13 см, и определяем расчетное сопротивление изгибу $R_{\text{и}} = 15$ МПа = $1,5$ кН/см²; расчетное сопротивление скалыванию $R_{\text{ск}} = 1,6$ МПа = $0,16$ кН/см² (табл. 2.4); по табл. 2.5 определяем переходной коэффициент от древесины сосны, ели к древесине кедра $m_{\text{п}} = 0,9$.

Расчетные сопротивления с учетом коэффициента $m_{\text{п}}$ равны:

$$R_{\text{и}} = 15 \cdot 0,9 = 13,5 \text{ МПа} = 1,35 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{\text{ск}} = 1,6 \cdot 0,9 = 1,44 \text{ МПа} = 0,144 \text{ кН/см}^2.$$

6. Определяем требуемый момент сопротивления,

$$W_x = M/R_{\text{и}} = 1534/1,35 = 1136,3 \text{ см}^3.$$

7. Приняв ширину балки $b = 15$ см, определяем требуемую высоту балки:

$$h = \sqrt{\frac{6W_x}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1136,3}{15}} = 21,32 \text{ см}.$$

Принимаем сечение балки с учетом размеров, рекомендуемых сортаментом пиломатериалов (Приложение 2): $b = 15$ см; $h = 22,5$ см.

8. Производим проверку принятого сечения:

а) определяем фактические значения: момента сопротивления, статического момента инерции и момента инерции балки (табл. 5.2):

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \cdot 22,5^2}{6} = 1265,6 \text{ см}^3;$$

$$S_x = 0,5bh \frac{h}{4} = 0,5 \cdot 15 \cdot 22,5 \cdot \frac{22,5}{4} = 949,2 \text{ см}^3;$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \cdot 22,5^3}{12} = 14238,3 \text{ см}^4;$$

б) проверяем прочность по нормальным напряжениям:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{1534}{1265,6} = 1,21 \text{ кН/см}^2 < R_y = 1,35 \text{ кН/см}^2;$$

в) проверяем прочность по касательным напряжениям:

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x b} = \frac{12,83 \cdot 949,2}{14238,3 \cdot 15} = 0,057 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{ск}} = 0,144 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по нормальным и касательным напряжениям обеспечена;

г) проверяем прогибы:

Для проверки прогибов необходимо знать модуль упругости древесины вдоль волокон: $E = 10000 \text{ МПа} = 10000 \text{ кН/см}^2$; прогиб по конструктивным требованиям определяется от действия всей нормативной нагрузки, действующей на балку, $q^n = 0,0445 \text{ кН/см}$;

• определяем прогиб по конструктивным требованиям:

$$f = \frac{5q^n l_0^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 0,0445 \cdot 478^4}{384 \cdot 10000 \cdot 14238,3} = 2,12 \text{ см.}$$

предельный прогиб по конструктивным требованиям (табл. 7.2) $f_u = l/150 = 500/150 = 3,3 \text{ см}$; $f = 2,12 \text{ см} < f_u = 3,3 \text{ см}$ – прогиб балки в пределах нормы;

• прогиб по эстетико-психологическим требованиям определяется от действия длительной нагрузки (постоянной и временной длительной нагрузки) $q^n l = q^n_{\text{перекрытия}} l_{\text{гр}} - p^n l_{\text{гр}} + p^n l_{\text{гр}} + g^n_{\text{балки}} = 3,5 \cdot 1,2 - 1,5 \cdot 1,2 + 0,3 \cdot 1,2 + 0,25 = 3,01 \text{ кН/м} = 0,0301 \text{ кН/см}$;

$$f = \frac{5q^n l_0^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 0,0301 \cdot 478^4}{384 \cdot 10000 \cdot 14238,3} = 1,43 \text{ см.}$$

Предельный прогиб определяем с учетом интерполяции, для длины балки 5 м (табл. 7.4) $f_u = l/183 = 500/183 = 2,73 \text{ см}$.

$f = 1,43 \text{ см} < f_u = 2,73 \text{ см}$ – прогиб балки в пределах нормы.

Вывод. Принимаем балку сечением 15 x 22,5 см из кедра сибирского, древесина второго сорта.

Задание для самостоятельной работы.

Задача 1. Подобрать сечение деревянной балки, выполненной из бревна. Материал – береза, сорт 2. Температурно-влажностные условия эксплуатации В2 (эксплуатация на открытом воздухе в нормальной зоне), $m_b = 0,85$. Нагрузка на один погонный метр балки с учетом ее собственного веса $q^n = \dots \text{ кН/м}$; $q = \dots \text{ кН/м}$; $y_n = 0,95$. Схема опирания балки – рис. 3.

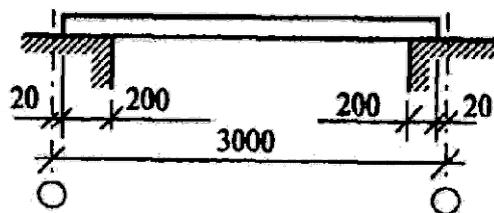


Рис. 3

Таблица 1

| № варианта | Нормативная нагрузка, q_n | Расчётная нагрузка, q |
|------------|-----------------------------|-------------------------|
| 1 | 6,0 | 7,5 |
| 2 | 7,0 | 8,5 |
| 3 | 8,0 | 9,5 |
| 4 | 9,0 | 10,5 |
| 5 | 5,0 | 6,5 |
| 6 | 5,5 | 6,5 |
| 7 | 6,5 | 7,0 |
| 8 | 7,5 | 9,0 |
| 9 | 8,5 | 10,0 |
| 10 | 9,5 | 11,0 |
| 11 | 10,0 | 12,0 |
| 12 | 11,0 | 13,0 |
| 13 | 12,0 | 14,0 |
| 14 | 13,0 | 15,0 |
| 15 | 14,0 | 16,0 |
| 16 | 15,0 | 17,0 |
| 17 | 16,0 | 18,0 |
| 18 | 17,0 | 19,0 |
| 19 | 18,0 | 20,0 |
| 20 | 19,0 | 21,0 |
| 21 | 5,6 | 7,2 |
| 22 | 5,8 | 7,4 |
| 23 | 6,2 | 7,8 |
| 24 | 6,4 | 8,2 |
| 25 | 6,6 | 8,4 |
| 26 | 6,8 | 8,6 |
| 27 | 7,2 | 9,2 |
| 28 | 7,4 | 9,4 |
| 29 | 7,6 | 9,6 |
| 30 | 7,8 | 9,8 |

Практическое занятие №14

Расчёт центрально-загруженного столбчатого фундамента

Цель работы - расчёт тела и подбор количества арматуры отдельно стоящего фундамента.

В результате выполнения работы студент должен:

знать о распределении напряжений под подошвой фундамента и в массиве дисперсного грунта, конструкции фундаментов неглубокого заложения;

уметь рассчитать по материалу тело фундамента, подобрать количество арматуры.

Теоретическое обоснование:

2. Расчет отдельно стоящего центрально-сжатого фундамента

• *расчет площади арматуры фундамента*

Расчет прочности тела фундамента (рис. 1) в отличие от расчета основания ведется по первой группе предельных состояний, поэтому используется расчетная нагрузка N . Под подошвой фундамента от действия нагрузки возникает отпор грунта (реакция) $p = N/A_f$ (кН/м²), фундамент деформируется, происходит изгиб подошвы фундамента (рис. 2). При этом может происходить его разрушение за счет образования трещин по нормальным сечениям, т.е. подошва фундамента работает как плита. Арматура, поставленная в нижней части фундамента (арматурные сетки), воспринимает растягивающие напряжения. Расчетом необходимо проверить сечение по краю колонны и те места, где происходит изменение высоты фундамента, которые являются наиболее опасными (сечения 1-1, 2-2, рис. 3).

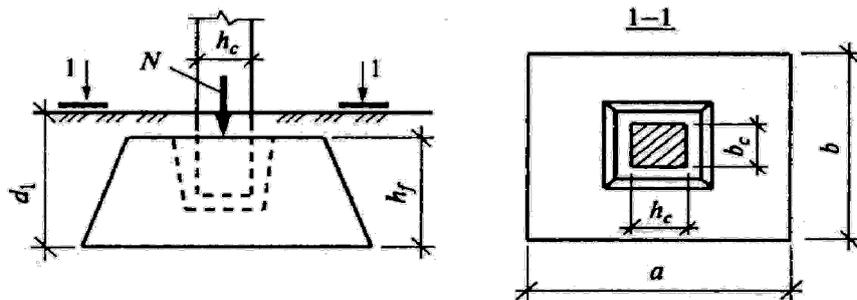


Рис. 1

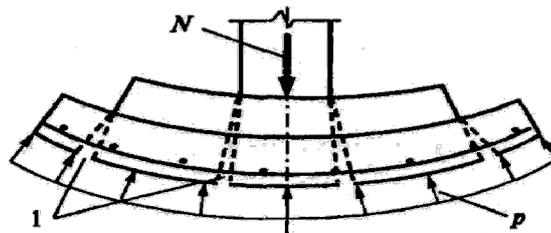


Рис. 2

Из сказанного понятно, что арматура подошвы фундамента рассчитывается как арматура изгибаемых элементов, воспринимающая растягивающие усилия, возникающие в растянутой зоне бетона. Для определения изгибающего момента в сечении 1-1 рассматриваем отсеченную сечением часть фундамента как консоль, равномерно загруженную снизу реакцией грунта p . Равнодействующая реакции грунта на отсеченной части Q приложена в центре тяжести консоли, для сечений 1-1, 2-2 соответственно: Q_1, Q_2 :

$$\begin{aligned} Q_1 &= pl_1 b; \\ Q_2 &= pl_2 b. \end{aligned}$$

Момент, возникающий в сечении 1-1, определяется как произведение равнодействующей Q_1 на расстояние от равнодействующей до сечения:

$$M_1 = Q_1 \frac{l_1}{2} = \frac{pl_1^2 b}{2};$$

аналогично можно определить изгибающий момент для сечения 2–2:

$$M_2 = Q_2 \frac{l_2}{2} = \frac{pl_2^2 b}{2}.$$

Требуемая площадь арматуры определяется из формулы

$$A_s = \frac{M}{0,9h_0R_s}.$$

При нахождении площади арматуры в уравнение соответственно подставляется M_1 или M_2 и соответствующая рассчитываемым сечениям рабочая высота h_{01} или h_{02} .

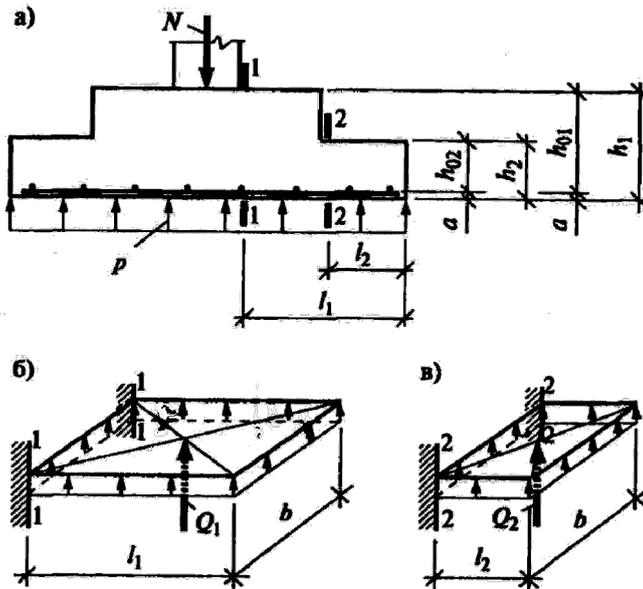


Рис. 3

Пример 1. Рассчитать фундамент по материалу под железобетонную колонну гражданского здания по данным примера 12.1. Нагрузка на фундамент с учетом коэффициента надежности по ответственности $N = 535,52$ кН. Глубина заложения фундамента $d_1 = 1,35$ м. Размеры подошвы фундамента $ab = 1,3 \cdot 1,3$ м. Размер сечения колонны $h_c b_c = 300 \cdot 300$ мм. Конструкцию фундамента см. на рис. 4.

Решение.

1. Определяем давление под подошвой фундамента: площадь фундамента $A_f = ab = 1,3 \cdot 1,3 = 1,69$ м²; давление $p = N/A_f = 535,52/1,69 = 316,88$ кПа.

2. Определяем расчетные сечения фундамента. Рассчитываем сечение, проходящее по краю колонны (1–1) (см. рис. 4).

3. Задаемся защитным слоем бетона $a_b = 3,0$ см (сборный фундамент) и принимаем расстояние от подошвы фундамента до центра тяжести арматуры $a = 4,0$ см; находим рабочую высоту фундамента $h_{01} = h_1 - a = 105 - 4,0 = 101$ см.

4. Принимаем: класс прочности бетона В20; коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 1,0$; класс арматуры А-III: $R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,90$ МПа, $R_s = 365$ МПа (табл. 2.6, 2.8);

5. Поперечная сила в рассчитываемом сечении:

$$Q_1 = pl_1 b = 316,88 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 205,97 \text{ кН.}$$

6. Изгибающий момент в сечении 1–1

$$M_1 = Q_1 \frac{l_1}{2} = 205,97 \cdot \frac{0,5}{2} = 51,49 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

7. Требуемая площадь арматуры фундамента в сечении 1–1

$$A_s = \frac{M}{0,9h_0R_s} = \frac{5149}{0,9 \cdot 101 \cdot 36,5} = 1,55 \text{ см}^2.$$

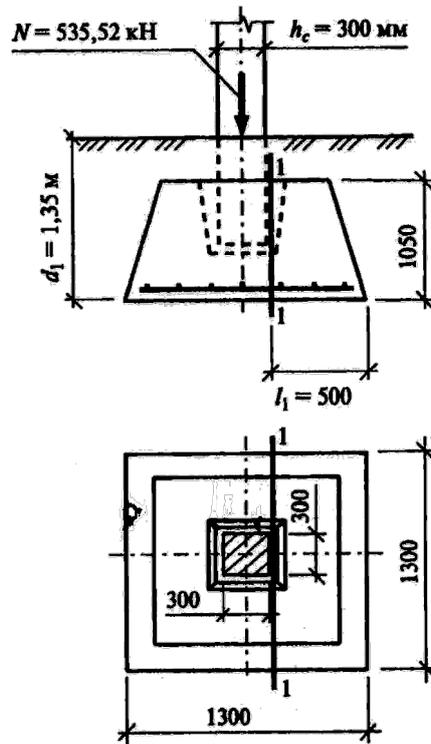


Рис. 4

8. Принимаем арматуру (в арматурных сетках фундамента рекомендуется назначать шаги стержней арматуры $S = 100, 150, 200$ мм): задаемся шагом стержней арматуры $S = 200$ мм, определяем количество стержней, расположенных в одном направлении арматурной сетки:

$$n_s = \frac{a - 100}{S} + 1 = \frac{1300 - 100}{200} + 1 = 7 \text{ штук};$$

принимаем (по Приложению 3) диаметр арматуры $7\text{Ø}10$, А-III; $A_s = 5,5 \text{ см}^2$, что больше, чем требуется по расчету, но соответствует рекомендуемому минимальному диаметру арматуры для арматурных сеток фундамента; конструируем арматурную сетку фундамента (рис. 5).

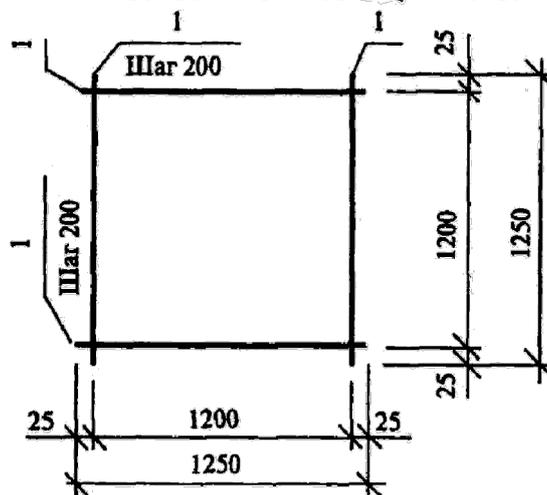


Рис. 5

11. Проверяем фундамент на продавливание; определяем стороны основания пирамиды продавливания:

$$a_{\text{н.о.п}} = h_c + 2h_0 = 30 + 2 \cdot 101 = 232 \text{ см} > a = 130 \text{ см};$$

$$b_{\text{н.о.п}} = a_{\text{н.о.п}} = 232 \text{ см} > b = 130 \text{ см}.$$

Так как размеры нижнего основания пирамиды продавливания больше размеров подошвы фундамента, значит, пирамида продавливания выходит за пределы фундамента, при этом прочность на продавливание считается обеспеченной.

Задание для самостоятельной работы.

Задача 1. Рассчитать фундамент под колонну жилого дома (определить требуемые размеры подошвы фундамента и выполнить расчет по материалу). Нагрузка на фундамент $N = \dots$ кН; $\gamma_n = 0,95$; $N_{ser} = \dots$ кН; глубина заложения фундамента $d_1 = \dots$ м; расчетное сопротивление грунта $R = \dots$ кПа. Сечение колонны \dots мм; сечение подколонника 900х900мм(рис. 6). Бетон фундамента \dots ; $\gamma_{b2} = 1,0$; фундамент монолитный. Арматурная сетка из арматуры класса \dots

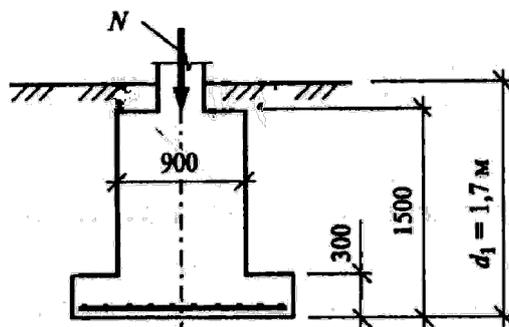


Рис. 6

Таблица 1

| № варианта | Нагрузка N | Нагрузка N_{ser} | Глубина заложения | Расчётное сопротивление грунта | Сечение колонны | Класс бетона | Класс арматуры |
|------------|------------|--------------------|-------------------|--------------------------------|-----------------|--------------|----------------|
| 1 | 100 | 80 | 1,2 | 110 | 300х300 | B15 | A-II |
| 2 | 120 | 100 | 1,2 | 120 | 300х300 | B15 | A-III |
| 3 | 130 | 100 | 1,2 | 130 | 300х300 | B15 | A-II |
| 4 | 140 | 120 | 1,3 | 140 | 300х300 | B15 | A-III |
| 5 | 150 | 120 | 1,3 | 150 | 300х300 | B15 | A-II |
| 6 | 160 | 130 | 1,3 | 160 | 300х300 | B15 | A-III |
| 7 | 170 | 140 | 1,4 | 170 | 300х300 | B15 | A-II |
| 8 | 180 | 150 | 1,4 | 180 | 300х300 | B15 | A-III |
| 9 | 190 | 170 | 1,5 | 190 | 300х300 | B15 | A-II |
| 10 | 200 | 170 | 1,5 | 200 | 300х300 | B15 | A-III |
| 11 | 220 | 180 | 1,5 | 200 | 300х300 | B20 | A-II |
| 12 | 240 | 200 | 1,5 | 200 | 300х300 | B20 | A-III |
| 13 | 250 | 200 | 1,5 | 200 | 300х300 | B20 | A-II |
| 14 | 260 | 200 | 1,6 | 200 | 300х300 | B15 | A-III |
| 15 | 280 | 250 | 1,6 | 220 | 300х300 | B15 | A-II |
| 16 | 300 | 250 | 1,6 | 220 | 300х300 | B15 | A-III |
| 17 | 320 | 270 | 1,7 | 220 | 350х350 | B15 | A-II |
| 18 | 340 | 300 | 1,7 | 220 | 350х350 | B20 | A-III |
| 19 | 350 | 300 | 1,7 | 230 | 350х350 | B20 | A-II |
| 20 | 360 | 320 | 1,8 | 230 | 350х350 | B20 | A-III |
| 21 | 380 | 350 | 1,8 | 230 | 350х350 | B20 | A-II |
| 22 | 400 | 350 | 1,8 | 230 | 350х350 | B20 | A-III |
| 23 | 410 | 360 | 1,9 | 240 | 350х350 | B20 | A-II |
| 24 | 420 | 370 | 1,9 | 240 | 350х350 | B20 | A-III |
| 25 | 430 | 400 | 1,9 | 240 | 350х350 | B20 | A-II |
| 26 | 440 | 400 | 2,0 | 240 | 350х350 | B20 | A-III |
| 27 | 450 | 400 | 2,0 | 250 | 350х350 | B20 | A-II |
| 28 | 470 | 420 | 2,0 | 250 | 350х350 | B20 | A-III |
| 29 | 480 | 450 | 2,0 | 250 | 350х350 | B20 | A-II |
| 30 | 500 | 450 | 2,0 | 250 | 350х350 | B20 | A-III |

Заключение

Методические указания по организации практических занятий и выполнению отчётных работ разработаны для студентов специальности 08.02.01 Строительство и эксплуатация зданий и сооружений. Цель работы – получение знаний и умений профессионального модуля «Участие в проектировании зданий и сооружений» в части основ расчёта строительных конструкций и оснований, а также формирование профессиональной компетенции: ПК 1.3. Выполнять несложные расчёты и конструирование строительных конструкций.

Практическая направленность обучения обеспечивается тематикой практических занятий и содержанием заданий для самостоятельной работы.

Такая форма учебной работы, как практические занятия по выполнению расчётов, необходима для развития инженерного мышления, осознанного и обоснованного понятия оценки их надёжности в работе.

В данном пособии изложено содержание практических занятий, указаны цели, которые должны быть достигнуты в процессе выполнения работы, дано теоретическое обоснование и алгоритм решения задач, отчёт о работе – задания для самостоятельных работ. В пособии приведён перечень отчётных работ, определяющих тип, объём самостоятельной работы студента и форму отчётности.

В приложениях приведён справочный материал, необходимый для решения задач.

Данное пособие может быть рекомендовано преподавателям для проведения практических занятий по теме «Расчёт строительных конструкций» для студентов строительных специальностей.

Для закрепления теоретических знаний и приобретения необходимых практических умений программой дисциплины предусматриваются практические занятия, которые проводятся после изучения соответствующей темы.

На выполнение практических занятий согласно учебному плану отводится 48 часов (15 практических работ). Практические занятия предполагают выполнение 15 индивидуальных заданий для отчётных (аудиторных и домашних) работ по всем темам. Все задания и задачи максимально ориентированы на будущую специальность.

Расчётные схемы балок, колонн, рам, ферм, арок, поперечные сечения их элементов, виды внешних нагрузок наиболее характерны для конструкций и сооружений, встречающихся в строительстве.

Результаты выполнения задания на практическое занятие представлены в виде отчётных работ, в которых 70% объёма планируется к выполнению на практическом занятии, а 30% - к выполнению за счёт часов на внеаудиторную самостоятельную работу. Каждому заданию предшествует описание порядка решения задач с краткими методическими указаниями.

Задания выполняют в соответствии с вариантом (по списку в журнале), чернилами, чётко и аккуратно. Тексты условий задач переписывать обязательно. Решения задач пояснять аккуратно выполненными схемами, эскизами в карандаше. Рекомендуется решать задачи в общем виде, а затем, подставляя числовые значения величин, вычислять результат.

Список используемой литературы

- 1) Долгун А.И., Меленцова Т.Б. Строительные конструкции - М. Издательский центр «Академия», 2012
- 2) Сербин Е.П. Строительные конструкции. Практикум - М. Издательский центр «Академия», 2012
- 3) Павлова А.И. Сборник задач по строительным конструкциям. Учебное пособие – Москва: ИНФРА-М, 2014
- 4) Сетков В.И., Сербин Е.П. Строительные конструкции – Москва: ИНФРА-М, 2005.
- 5) Под редакцией Хромца Ю.Н. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебное пособие. М. Издательский центр «Академия», 2004
- 6) Борисов А.Г. Справочник строителя. М. АСТ. АСТРЕЛЬ, 2006
- 7) СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
- 8) СНиП II-23-81. Стальные конструкции.
- 9) СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.
- 10) СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции.
- 11) СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.
- 12) СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений.
- 13) СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты.

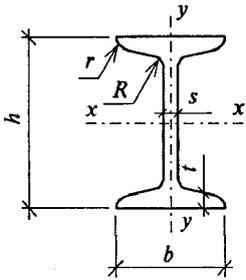


Таблица 1. Двутавры стальные горячекатаные. ГОСТ 8239-89

Обозначения:

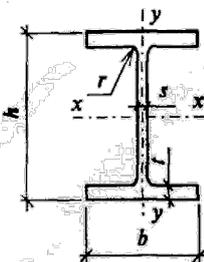
- h — высота балки;
- b — ширина балки;
- s — толщина стенки;
- t — средняя толщина полки;
- I — момент инерции;
- W — момент сопротивления;
- S — статический момент полусечения;
- i — радиус инерции.

| Номер двутавра | Размеры | | | | | | Площадь поперечного сечения A , см ² | Масса 1 м G , кг/м | Справочные величины для осей | | | | | | |
|----------------|---------|-----|-----|-----|------|-----|---|----------------------|------------------------------|-------------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------------|
| | h | b | s | t | R | r | | | x-x | | | | y-y | | |
| | мм | | | | | | | | I_x , см ⁴ | W_x , см ³ | i_x , см | S_x , см ³ | I_y , см ⁴ | W_y , см ³ | i_y , см |
| 10 | 100 | 55 | 4,5 | 7,2 | 7,0 | 2,5 | 12,0 | 9,46 | 198 | 39,7 | 4,06 | 23,0 | 17,9 | 6,49 | 1,22 |
| 12 | 120 | 64 | 4,8 | 7,3 | 7,5 | 3,0 | 14,7 | 11,50 | 350 | 58,4 | 4,88 | 33,7 | 27,9 | 8,72 | 1,38 |
| 14 | 140 | 73 | 4,9 | 7,5 | 8,0 | 3,0 | 17,4 | 13,70 | 572 | 81,7 | 5,73 | 46,8 | 41,9 | 11,50 | 1,55 |
| 16 | 160 | 81 | 5,0 | 7,8 | 8,5 | 3,5 | 20,2 | 15,90 | 873 | 109,0 | 6,57 | 62,3 | 58,6 | 14,50 | 1,70 |
| 18 | 180 | 90 | 5,1 | 8,1 | 9,0 | 3,5 | 23,4 | 18,40 | 1290 | 143,0 | 7,42 | 81,4 | 82,6 | 18,40 | 1,88 |
| 20 | 200 | 100 | 5,2 | 8,4 | 9,5 | 4,0 | 26,8 | 21,00 | 1840 | 184,0 | 8,28 | 104,0 | 115,0 | 23,10 | 2,07 |
| 22 | 220 | 110 | 5,4 | 8,7 | 10,0 | 4,0 | 30,6 | 24,00 | 2550 | 232,0 | 9,13 | 131,0 | 157,0 | 28,60 | 2,27 |

Примечание.

Площадь поперечного сечения и масса 1 м двутавра вычислены по номинальным размерам; плотность стали принята равной 7,85 г/см³.

Таблица 2. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок типа Б, Ш, ДБ по ГОСТ 26020-83



Обозначения:

- h — высота балки;
- b — ширина балки;
- s — толщина стенки;
- t — средняя толщина полки;
- I — момент инерции;
- W — момент сопротивления;
- S — статический момент полусечения;
- i — радиус инерции.

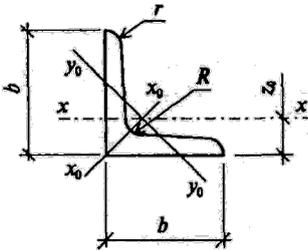
| Номер профиля | Сталь по ГОСТ 27772-88 | Расчетное сопротивление R_y , R_u МПа (кгс/см ²) | h | b | s | t | r | A , см ² | Справочные величины для осей | | | | | | | G , кг/м | Номер профиля |
|------------------------------|-------------------------------------|--|-------|-----|-----|-----|-----|-----------------------|------------------------------|-------------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------------|------------|---------------|
| | | | | | | | | | x-x | | | | y-y | | | | |
| | | | | | | | | | I_x , см ⁴ | W_x , см ³ | i_x , см | S_x , см ³ | I_y , см ⁴ | W_y , см ³ | i_y , см | | |
| Нормальные двутавры Б | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10Б1 | C235, | 230 (2350) | 100 | 55 | 4,1 | 5,7 | 7 | 10,32 | 171 | 34,2 | 19,7 | 4,07 | 15,9 | 5,8 | 1,24 | 8,1 | 10Б1 |
| 12Б1 | C245 | 240 (2450) | 117,6 | 64 | 3,8 | 5,1 | 7 | 11,03 | 257 | 43,8 | 24,9 | 4,83 | 22,4 | 7,0 | 1,42 | 8,7 | 12Б1 |
| 14Б1 | C235, C245, C345-1, C345-3 | 230 (2350) 240 (2450) 335 (3400) 335 (3400) | 137,4 | 73 | 3,8 | 5,6 | 7 | 13,39 | 435 | 63,3 | 35,8 | 5,70 | 36,4 | 10,0 | 1,65 | 10,5 | 14Б1 |
| 16Б1 | C245, C345-1, | 240 (2450) 335 (3400) | 157 | 82 | 4,0 | 5,9 | 9 | 16,18 | 689 | 87,8 | 49,5 | 6,53 | 54,4 | 13,3 | 1,83 | 12,7 | 16Б1 |
| 18Б1 | C345-3 | 335 (3400) | 177 | 91 | 4,3 | 6,5 | 9 | 19,58 | 1063 | 120,1 | 67,7 | 7,37 | 81,9 | 18,0 | 2,04 | 15,4 | 18Б1 |

| Номер профиля | Сталь по ГОСТ 27772-88 | Расчетное сопротивление R_y МПа (кгс/см ²) | h b s t r | | | | | A_1 см ² | Справочные величины для осей | | | | | | G, кг/м | Номер профиля | |
|----------------------------------|--|--|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|--------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------|-------|-------|------------|---------------|------|
| | | | мм | | | | | | x-x | | | y-y | | | | | |
| | | | I_{x_1} см ⁴ | W_{x_1} см ³ | I_{y_1} см ⁴ | W_{y_1} см ³ | I_{y_2} см ⁴ | | W_{y_2} см ³ | I_{y_3} см ⁴ | W_{y_3} см ³ | | | | | | |
| Нормальные двутавры Б | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 23Б1 | C245, | 240 (2450) | 230 | 110 | 5,8 | 9 | 12 | 32,91 | 2996 | 260,5 | 9,54 | 147,2 | 200,3 | 36,4 | 2,47 | 25,8 | 23Б1 |
| 26Б1 | C255, | 250 (2550) | 258 | 120 | 5,8 | 8,5 | 12 | 35,62 | 4024 | 312,0 | 10,63 | 176,6 | 245,6 | 40,9 | 2,63 | 28,0 | 26Б1 |
| 30Б1 | C285, | 280 (2850) | 296 | 140 | 5,8 | 8,5 | 15 | 41,92 | 6328 | 427,0 | 12,29 | 240,0 | 390,0 | 55,7 | 3,05 | 32,9 | 30Б1 |
| 35Б1 | C345-3, C345-4, C375-3 | 335 (3400) 335 (3400) 365 (3700) | 348 | 155 | 6,2 | 8,5 | 18 | 49,53 | 10060 | 581,0 | 14,25 | 328,6 | 529,6 | 68,3 | 3,27 | 38,9 | 35Б1 |
| 35Б2 | C245, C255, C285, C345-1, C345-3, C345-4, C375-3 | 240 (2450) 250 (2550) 280 (2850) 335 (3400) 335 (3400) 335 (3400) 365 (3700) | 349 | 155 | 6,5 | 10,0 | 18 | 55,17 | 11550 | 662,2 | 14,47 | 373,0 | 622,9 | 80,4 | 3,36 | 43,3 | 35Б2 |
| 40Б1 | C255, C285, C345-1, C345-3, C345-4, C375-3 | 250 (2550) 280 (2850) 335 (3400) 335 (3400) 335 (3400) 365 (3700) | 392 | 165 | 7,0 | 9,5 | 21 | 61,25 | 15750 | 803,6 | 16,03 | 456,0 | 714,9 | 86,7 | 3,42 | 48,1 | 40Б1 |
| Нормальные двутавры Б | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 40Б2 | C245, C255, C285, C345-1, C345-3, C375-3 | 240 (2450) 240 (2450) 270 (2750) 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500) | 396 | 165 | 7,5 | 11,5 | 21 | 69,72 | 18530 | 935,7 | 16,30 | 529,7 | 865,0 | 104,8 | 3,52 | 54,7 | 40Б2 |
| Широкополочные двутавры Ш | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 20Ш1 | C245, | 240 (2450) | 193 | 150 | 6 | 9,0 | 13 | 38,95 | 2660 | 275 | 8,26 | 153 | 507 | 67,6 | 3,61 | 30,6 | 20Ш1 |
| 23Ш1 | C255, | 250 (2550) | 226 | 155 | 6,5 | 10,0 | 14 | 46,08 | 4260 | 377 | 9,62 | 210 | 622 | 80,2 | 3,67 | 36,2 | 23Ш1 |
| 26Ш1 | C285, C345-3, C345-4, C375-3 | 280 (2850) 335 (3400) 335 (3400) 365 (3700) | 251 | 180 | 7,0 | 10,0 | 16 | 54,37 | 6225 | 496 | 10,70 | 276 | 974 | 108,2 | 4,23 | 42,7 | 26Ш1 |
| 26Ш2 | C245, C255, C285, C345-3, C375-3 | 240 (2450) 240 (2450) 270 (2750) 315 (3200) 345 (3500) | 255 | 180 | 7,5 | 12,0 | 16 | 62,73 | 7429 | 583 | 10,88 | 325 | 1168 | 129,8 | 4,31 | 49,2 | 26Ш2 |

| Широкополочные двутавры Ш | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------|--|--|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|------------------------------|-----------------------------|-------|------|-------|-------|---------------|---------------|------|--|
| 30Ш1 | C245, C255, C285, C345-1, C345-3, C345-4, C375-3 | 240 (2450) 240 (2450) 270 (2750) 315 (3200) 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500) | 291 | 200 | 8,0 | 11,0 | 18 | 68,31 | 10400 | 715 | 12,34 | 398 | 1470 | 147,0 | 4,64 | 53,6 | 30Ш1 | |
| 30Ш2 | C245, | 240 (2450) | 295 | 200 | 8,5 | 13,0 | 18 | 77,65 | 12200 | 827 | 12,53 | 462 | 1737 | 173,7 | 4,73 | 61,0 | 30Ш2 | |
| 30Ш3 | C255, | 240 (2450) | 299 | 200 | 9,0 | 15,0 | 18 | 87,0 | 14040 | 939 | 12,70 | 526 | 2004 | 200,4 | 4,80 | 68,3 | 30Ш3 | |
| 35Ш1 | C285, | 270 (2750) | 338 | 250 | 9,5 | 12,5 | 20 | 95,67 | 19790 | 1171 | 14,38 | 651 | 3260 | 261 | 5,84 | 75,1 | 35Ш1 | |
| 35Ш2 | C345-1, | 315 (3200) | 341 | 250 | 10,0 | 14,0 | 20 | 104,74 | 22070 | 1295 | 14,52 | 721 | 3650 | 292 | 5,90 | 82,2 | 35Ш2 | |
| 35Ш3 | C345-3, | 315 (3200) | 345 | 250 | 10,5 | 16,0 | 20 | 116,30 | 25140 | 1458 | 14,70 | 813 | 4170 | 334 | 5,99 | 91,3 | 35Ш3 | |
| 40Ш1 | C375-3 | 345 (3500) | 388 | 300 | 9,5 | 14,0 | 22 | 122,40 | 34360 | 1771 | 16,76 | 976 | 6306 | 420 | 7,18 | 96,1 | 40Ш1 | |
| 40Ш2 | | | 392 | 300 | 11,5 | 16,0 | 22 | 141,60 | 39700 | 2025 | 16,75 | 1125 | 7209 | 481 | 7,14 | 111,1 | 40Ш2 | |
| 40Ш3 | C345-1, C345-3, C375-3 | 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500) | 396 | 300 | 12,5 | 18,0 | 22 | 157,20 | 44740 | 2260 | 16,87 | 1259 | 8111 | 541 | 7,18 | 123,4 | 40Ш3 | |
| 50Ш1 | C345-3 | 315 (3200) | 484 | 300 | 11,0 | 15,0 | 26 | 145,70 | 60930 | 2518 | 20,45 | 1403 | 6762 | 451 | 6,81 | 114,4 | 50Ш1 | |
| 50Ш2 | | | 489 | 300 | 14,5 | 17,5 | 26 | 176,60 | 72530 | 2967 | 20,26 | 1676 | 7900 | 526 | 6,69 | 138,7 | 50Ш2 | |
| 50Ш3 | C345-3 | 300 (3050) | 495 | 300 | 15,5 | 20,5 | 26 | 199,20 | 84200 | 3402 | 20,56 | 1923 | 9250 | 617 | 6,81 | 156,4 | 50Ш3 | |
| 50Ш4 | | | 501 | 300 | 16,5 | 23,5 | 26 | 221,70 | 96150 | 3838 | 20,82 | 2173 | 10600 | 707 | 6,92 | 174,1 | 50Ш4 | |
| Номер профиля | Сталь по ГОСТ 27772-88 | Расчетное сопротивление R_y МПа (кгс/см ²) | мм | | | | | A_1 см ² | Справочные величины для осей | | | | | | G_1 кг/м | Номер профиля | | |
| | | | h | b | s | t | r | | x-x | | | y-y | | | | | | |
| | | | I_{x1} см ⁴ | W_{x1} см ³ | I_{x2} см ⁴ | S_{x1} см ³ | I_{y1} см ⁴ | | W_{y1} см ³ | I_{y2} см ⁴ | | | | | | | | |
| Широкополочные двутавры Ш | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 60Ш1 | C345-3 | 315 (3200) | 580 | 320 | 12,0 | 17,0 | 28 | 181,10 | 107300 | 3701 | 24,35 | 2068 | 9302 | 581 | 7,17 | 142,1 | 60Ш1 | |
| 60Ш2 | C345-3 | 300 (3050) | 587 | 320 | 16,0 | 20,5 | 28 | 225,30 | 131800 | 4490 | 24,19 | 2544 | 11230 | 702 | 7,06 | 176,9 | 60Ш2 | |
| 60Ш3 | | | 595 | 320 | 18,0 | 24,5 | 28 | 261,80 | 156900 | 5273 | 24,48 | 2997 | 13420 | 839 | 7,16 | 205,5 | 60Ш3 | |
| 60Ш4 | | | 603 | 320 | 20,0 | 28,5 | 28 | 298,34 | 182500 | 6055 | 24,73 | 3455 | 15620 | 976 | 7,23 | 234,2 | 60Ш4 | |
| 70Ш1 | C345-3 | 315 (3200) | 683 | 320 | 13,5 | 19,0 | 30 | 216,40 | 172000 | 5036 | 28,19 | 2843 | 10400 | 650 | 6,93 | 169,9 | 70Ш1 | |
| 70Ш2 | C345-3 | 300 (3050) | 691 | 320 | 15,0 | 23,0 | 30 | 251,70 | 205500 | 5949 | 28,58 | 3360 | 12590 | 787 | 7,07 | 197,6 | 70Ш2 | |
| 70Ш3 | | | 700 | 320 | 18,0 | 27,5 | 30 | 299,80 | 247100 | 7059 | 28,72 | 4017 | 15070 | 942 | 7,09 | 235,4 | 70Ш3 | |
| 70Ш4 | | | 708 | 320 | 20,5 | 31,5 | 30 | 341,60 | 284400 | 8033 | 28,85 | 4598 | 17270 | 1079 | 7,11 | 268,1 | 70Ш4 | |
| 70Ш5 | | | 718 | 320 | 23,0 | 36,5 | 30 | 389,7 | 330600 | 9210 | 29,13 | 5298 | 20020 | 1251 | 7,17 | 305,9 | 70Ш5 | |
| Колонные двутавры К | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 20К1 | C245, C255, C345-3, C345-4 | 240 (2450) 250 (2550) 335 (3400) 335 (3400) | 195 | 200 | 6,5 | 10,0 | 13 | 52,82 | 3820 | 392 | 8,50 | 216 | 1334 | 133 | 5,03 | 41,5 | 20К1 | |
| 20К2 | C245, C255, C345-3 | 240 (2450) 240 (2450) 315 (3200) | 198 | 200 | 7,0 | 11,5 | 13 | 59,70 | 4422 | 447 | 8,61 | 247 | 1534 | 153 | 5,07 | 46,9 | 20К2 | |
| 23К1 | C245, C255, C345-3, C345-4 | 240 (2450) 240 (2450) 315 (3200) 315 (3200) | 227 | 240 | 7,0 | 10,5 | 14 | 66,51 | 65,89 | 580 | 9,95 | 318 | 2421 | 202 | 6,03 | 52,2 | 23К1 | |

| Колонные двутавры К | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------|--------------------------|--|-----|-----|------|-------|----|--------|--------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|
| 23К2 | C245, C255, C345-3 | 240 (2450) 240 (2450) 315 (3200) | 230 | 240 | 8,0 | 12,0 | 14 | 75,77 | 7601 | 661 | 10,02 | 365 | 2766 | 231 | 6,04 | 59,5 | 23К2 |
| 26К1 | C245, | 240 (2450) | 255 | 260 | 8,0 | 12,0 | 16 | 83,08 | 10300 | 809 | 11,14 | 445 | 3517 | 271 | 6,51 | 65,2 | 26К1 |
| 26К2 | C255, | 240 (2450) | 258 | 260 | 9,0 | 13,5 | 16 | 93,19 | 11700 | 907 | 11,21 | 501 | 3957 | 304 | 6,52 | 73,2 | 26К2 |
| 26К3 | C345-1, | 315 (3200) | 262 | 260 | 10,0 | 15,5 | 16 | 105,90 | 13560 | 1035 | 11,32 | 576 | 4544 | 349 | 6,55 | 83,1 | 26К3 |
| 30К1 | C345-3 | 315 (3200) | 296 | 300 | 9,0 | 13,5 | 18 | 108,00 | 18110 | 1223 | 12,95 | 672 | 6079 | 405 | 7,50 | 84,8 | 30К1 |
| 30К2 | | | 300 | 300 | 10,0 | 15,5 | 18 | 122,70 | 20930 | 1395 | 13,06 | 771 | 6980 | 465 | 7,54 | 96,3 | 30К2 |
| 30К3 | | | 304 | 300 | 11,5 | 17,51 | 18 | 138,72 | 23910 | 1573 | 13,12 | 874 | 7881 | 525 | 7,54 | 108,9 | 30К3 |
| 35К1 | | | 343 | 350 | 10,0 | 5,0 | 20 | 139,70 | 31610 | 1843 | 15,04 | 1010 | 10720 | 613 | 8,76 | 109,7 | 35К1 |
| 35К2 | C255, | 240 (2450) | 348 | 350 | 11,0 | 17,5 | 20 | 160,40 | 37090 | 2132 | 15,21 | 1173 | 12510 | 715 | 8,83 | 125,9 | 35К2 |
| 40К1 | C345-1, | 315 (3200) | 393 | 400 | 11,0 | 16,5 | 22 | 175,80 | 52400 | 2664 | 17,26 | 1457 | 17610 | 880 | 10,00 | 138,0 | 40К1 |
| 40К2 | C345-3 | 315 (3200) | 400 | 400 | 13,0 | 20,0 | 22 | 210,96 | 64140 | 3207 | 17,44 | 1767 | 21350 | 1067 | 10,06 | 165,6 | 40К2 |
| 40К4 | C345-3 | 300 (3050) | 419 | 400 | 19,0 | 29,5 | 22 | 308,60 | 98340 | 4694 | 17,85 | 2642 | 31500 | 1575 | 10,10 | 242,2 | 40К4 |
| 40К5 | | | 431 | 400 | 23,0 | 35,5 | 22 | 371,00 | 121570 | 5642 | 18,10 | 3217 | 37910 | 1896 | 10,11 | 291,2 | 40К5 |
| Двутавры дополнительные ДБ | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 35ДБ1 | C255, | 250 (2450) | 349 | 127 | 5,8 | 8,5 | 15 | 42,78 | 8540 | 489,4 | 14,13 | 279,4 | 291,5 | 45,9 | 2,61 | 33,6 | 35ДБ1 |
| 40ДБ1 | C345-3 | 335 (3400) | 399 | 139 | 6,2 | 9,0 | 15 | 50,58 | 13050 | 654,2 | 16,06 | 374,5 | 404,4 | 58,2 | 2,83 | 39,7 | 40ДБ1 |
| 45ДБ1 | C255, | 240 (2450) | 450 | 152 | 7,4 | 11,0 | 15 | 67,05 | 21810 | 969,2 | 18,04 | 556,8 | 646,2 | 85,0 | 3,10 | 52,6 | 45ДБ1 |
| 45ДБ2 | C345-3 | 315 (3200) | 450 | 180 | 7,6 | 13,3 | 18 | 82,80 | 28840 | 1280,0 | 18,70 | 722 | 1300,0 | 144,0 | 3,96 | 65,0 | 45ДБ2 |

Таблица 3. Сталь прокатная угловая



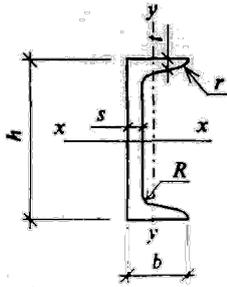
Обозначения:

- h — высота балки; I — момент инерции;
 b — ширина балки; W — момент сопротивления;
 s — толщина стенки; S — статический момент полусечения;
 t — средняя толщина полки; i — радиус инерции.

| Номер профиля | Сталь по ГОСТ 27772-88 | Расчетное сопротивление R_p , МПа (кгс/см ²) | R , мм | r , мм | A , см ² | Справочные величины для осей | | | | | | | | | | G , кг/м | Радиус инерции i_{y1} , см, при t , мм | | |
|--------------------|--|--|------------|------------|-----------------------|------------------------------|----------------------------|---------------|---------------------------------|--------------------|---------------------------------|----------------------------|--------------------|----------------------------|--------------|--------------|--|----------------------------|--------------|
| | | | | | | $x-x$ | | | x_0-x_0 | | y_0-y_0 | | | I_{x0} , см ⁴ | z_0 , см | | | | |
| | | | | | | I_{x1} , см ⁴ | W_{x1} , см ³ | i_{x1} , см | $I_{x0 \max}$, см ⁴ | $i_{x0 \max}$, см | $I_{y0 \min}$, см ⁴ | W_{y0} , см ³ | $i_{y0 \min}$, см | | | | 10 | 12 | 14 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | I_{y1} , см ⁴ | |
| 50x50x5 | C235, C245, C275, C345-1, C345-3, C345-4, C375-3 | 230 (2350) 240 (2450) 270 (2750) 335 (3400) 335 (3400) 335 (3400) 365 (3700) | 5,5 | 1,8 | 4,80 | 11,20 | 3,13 | 1,53 | 17,77 | 1,92 | 4,63 | 2,30 | 0,98 | 6,57 | 1,42 | 3,77 | 2,45 | 2,53 | 2,61 |
| 63x63x5 70x70x5 | C235, C245, | 230 (2350) 240 (2450) | 7,0 8,0 | 2,3 2,7 | 6,13 6,86 | 23,10 31,94 | 5,05 6,27 | 1,94 2,16 | 36,80 50,67 | 2,44 2,72 | 9,52 13,22 | 3,87 4,92 | 1,25 1,39 | 13,70 18,70 | 1,74 1,90 | 4,81 5,38 | 2,96 3,23 | 3,04 3,3 | 3,12 3,38 |

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------|------------|-----|-----|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|-------|------|------|------|
| 63x63x5 70x70x5 | C235, | 230 (2350) | 7,0 | 2,3 | 6,13 | 23,10 | 5,05 | 1,94 | 36,80 | 2,44 | 9,52 | 3,87 | 1,25 | 13,70 | 1,74 | 4,81 | 2,96 | 3,04 | 3,12 | |
| | C245, | 240 (2450) | 8,0 | 2,7 | 6,86 | 31,94 | 6,27 | 2,16 | 50,67 | 2,72 | 13,22 | 4,92 | 1,39 | 18,70 | 1,90 | 5,38 | 3,23 | 3,3 | 3,38 | |
| | C275, | 270 (2750) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | C345-1, | 335 (3400) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | C345-3, | 335 (3400) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | C345-4, | 335 (3400) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | C375-3 | 365 (3700) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 75x75x6 80x80x6 | C275, | 270 (2750) | 9,0 | 3,0 | 8,78 | 46,57 | 8,57 | 2,30 | 73,67 | 2,90 | 19,28 | 6,62 | 1,48 | 27,30 | 2,06 | 6,89 | 3,44 | 3,52 | 3,6 | |
| | C345-1, | 335 (3400) | 9,0 | 3,0 | 9,38 | 56,97 | 9,80 | 2,47 | 90,40 | 3,11 | 29,54 | 7,60 | 1,58 | 33,40 | 2,19 | 7,36 | 3,65 | 3,72 | 3,8 | |
| | C345-3, | 335 (3400) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | C345-4, | 335 (3400) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | C375-3 | 365 (3700) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 90x90x6 90x90x7 100x100x7 100x100x8 110x110x8 125x125x8 125x125x9 140x140x9 140x140x10 | C245, | 240 (2450) | 10 | 3,3 | 10,61 | 82,10 | 12,49 | 2,78 | 130,0 | 3,50 | 33,97 | 9,88 | 1,79 | 48,10 | 2,43 | 8,33 | 4,04 | 4,11 | 4,19 | |
| | C255, | 250 (2550) | 10 | 3,3 | 12,28 | 94,30 | 14,45 | 2,77 | 149,67 | 3,49 | 38,94 | 11,15 | 1,78 | 55,40 | 2,47 | 9,64 | 4,06 | 4,13 | 4,21 | |
| | C275, | 270 (2750) | 12 | 4,0 | 13,75 | 130,6 | 17,90 | 3,08 | 207,01 | 3,88 | 54,16 | 14,13 | 1,98 | 76,40 | 2,71 | 10,79 | 4,45 | 4,52 | 4,59 | |
| | C285, | 280 (2850) | 12 | 4,0 | 15,60 | 147,2 | 20,30 | 3,07 | 233,46 | 3,87 | 60,92 | 15,66 | 1,98 | 86,30 | 2,75 | 12,25 | 4,47 | 4,54 | 4,62 | |
| | C345-1 | 335 (3400) | 12 | 4,0 | 17,20 | 198,2 | 24,77 | 3,39 | 314,51 | 4,28 | 81,83 | 19,29 | 2,18 | 116,00 | 3,00 | 13,50 | 4,87 | 4,95 | 5,02 | |
| | C345-3 | 335 (3400) | 14 | 4,6 | 19,69 | 294,4 | 32,20 | 3,87 | 466,76 | 4,87 | 121,98 | 25,67 | 2,49 | 172,00 | 3,36 | 15,46 | 5,46 | 5,53 | 5,6 | |
| | C345-4, | 335 (3400) | 14 | 4,6 | 22,0 | 327,5 | 36,00 | 3,86 | 520,00 | 4,86 | 135,88 | 28,26 | 2,48 | 192,00 | 3,40 | 17,30 | 5,48 | 5,56 | 5,63 | |
| | C375-3 | 365 (3700) | 14 | 4,6 | 24,75 | 465,7 | 45,55 | 4,34 | 739,42 | 5,47 | 192,03 | 35,92 | 2,79 | 274,00 | 3,78 | 19,41 | 6,1 | 6,16 | 6,24 | |
| | | | | 14 | 4,6 | 27,33 | 512,3 | 50,32 | 4,33 | 813,62 | 5,46 | 210,96 | 39,05 | 2,78 | 301,00 | 3,82 | 21,45 | 6,12 | 6,19 | 6,26 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 160x160x10 | C245, | 240 (2450) | 16 | 5,3 | 31,43 | 774,2 | 66,19 | 4,96 | 1229,1 | 6,25 | 319,38 | 52,52 | 3,19 | 455,00 | 4,30 | 24,67 | 6,91 | 6,97 | 7,05 | |
| | C255, | 250 (2550) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | C275, | 270 (2750) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | C285, | 280 (2850) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | C345-1 | 335 (3400) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | C345-3 | 335 (3400) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Таблица 4. Швеллеры с уклоном внутренних граней полок. ГОСТ 8240-97

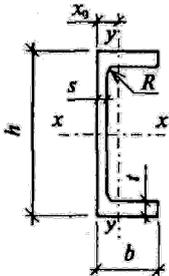


Обозначения:

- h — высота балки;
 b — ширина балки;
 s — толщина стенки;
 t — средняя толщина полки;
 R — радиус инерции;
 r — радиус инерции;
 I — момент инерции;
 W — момент сопротивления;
 S — статический момент полусечения;

| Номер швеллера серии У | h | b | s | t | Не более | | Площадь поперечного сечения A , см ² | Масса 1 м, кг | Справочные величины для осей | | | | | | | x_0 , см | | | | |
|------------------------|-----|-----|-----|------|----------|-----|---|---------------|------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------------|-------|------|------------|--|--|--|--|
| | | | | | мм | | | | | | | x-x | | | y-y | | | | | |
| | | | | | R | r | | | I_x , см ⁴ | W_x , см ³ | I_y , см ⁴ | W_y , см ³ | J_0 , см | | | | | | | |
| 5У | 50 | 32 | 4,4 | 7,0 | 6,0 | 2,5 | 6,16 | 4,84 | 22,8 | 9,1 | 1,92 | 5,59 | 5,61 | 2,75 | 0,95 | 1,16 | | | | |
| 6,5У | 65 | 36 | 4,4 | 7,2 | 6,0 | 2,5 | 7,51 | 5,90 | 48,6 | 15,0 | 2,54 | 9,00 | 8,70 | 3,68 | 1,08 | 1,24 | | | | |
| 8У | 80 | 40 | 4,5 | 7,4 | 6,5 | 2,5 | 8,98 | 7,05 | 89,4 | 22,4 | 3,16 | 23,30 | 12,80 | 4,75 | 1,19 | 1,31 | | | | |
| 10У | 100 | 46 | 4,5 | 7,6 | 7,0 | 3,0 | 10,90 | 8,59 | 174,0 | 34,8 | 3,99 | 20,40 | 20,40 | 6,46 | 1,37 | 1,44 | | | | |
| 12У | 120 | 52 | 4,8 | 7,8 | 7,5 | 3,0 | 13,30 | 10,40 | 304,0 | 50,6 | 4,78 | 29,60 | 31,20 | 8,52 | 1,53 | 1,54 | | | | |
| 14У | 140 | 58 | 4,9 | 8,1 | 8,0 | 3,0 | 15,60 | 12,30 | 491,0 | 70,2 | 5,60 | 40,80 | 45,40 | 11,00 | 1,70 | 1,67 | | | | |
| 16У | 160 | 64 | 5,0 | 8,4 | 8,5 | 3,5 | 18,10 | 14,20 | 747,0 | 93,4 | 6,42 | 54,10 | 63,30 | 13,80 | 1,87 | 1,80 | | | | |
| 16аУ | 160 | 68 | 5,0 | 9,0 | 8,5 | 3,5 | 19,50 | 15,30 | 823,0 | 103,0 | 6,49 | 59,40 | 78,80 | 16,40 | 2,01 | 2,00 | | | | |
| 18У | 180 | 70 | 5,1 | 8,7 | 9,0 | 3,5 | 20,70 | 16,30 | 1090,0 | 121,0 | 7,24 | 69,80 | 86,00 | 17,00 | 2,04 | 1,94 | | | | |
| 18аУ | 180 | 74 | 5,1 | 9,3 | 9,0 | 3,5 | 22,20 | 17,40 | 1190,0 | 132,0 | 7,32 | 76,10 | 105,00 | 20,00 | 2,18 | 2,13 | | | | |
| 20У | 200 | 76 | 5,2 | 9,0 | 9,5 | 4,0 | 23,40 | 18,40 | 1520,0 | 152,0 | 8,07 | 87,80 | 113,00 | 20,50 | 2,20 | 2,07 | | | | |
| 22У | 220 | 82 | 5,4 | 9,5 | 10,0 | 4,0 | 26,70 | 21,00 | 2110,0 | 192,0 | 8,89 | 110,00 | 151,00 | 25,10 | 2,37 | 2,21 | | | | |
| 24У | 240 | 90 | 5,6 | 10,0 | 10,5 | 4,0 | 30,60 | 24,00 | 2900,0 | 242,0 | 9,73 | 139,00 | 208,00 | 31,60 | 2,60 | 2,42 | | | | |
| 27У | 270 | 95 | 6,0 | 10,5 | 11,0 | 4,5 | 35,20 | 27,70 | 4160,0 | 308,0 | 10,90 | 178,00 | 262,00 | 37,30 | 2,73 | 2,47 | | | | |
| 30У | 300 | 100 | 6,5 | 11,0 | 12,0 | 5,0 | 40,50 | 31,80 | 5810,0 | 387,0 | 12,00 | 224,00 | 327,00 | 43,60 | 2,84 | 2,52 | | | | |
| 33У | 330 | 105 | 7,0 | 11,7 | 13,0 | 5,0 | 46,50 | 36,50 | 7980,0 | 484,0 | 13,10 | 281,00 | 410,00 | 51,80 | 2,97 | 2,59 | | | | |
| 36У | 360 | 110 | 7,5 | 12,6 | 14,0 | 6,0 | 53,40 | 41,90 | 10820,0 | 601,0 | 14,20 | 350,00 | 513,00 | 61,70 | 3,10 | 2,68 | | | | |
| 40У | 400 | 115 | 8,0 | 13,5 | 15,0 | 6,0 | 61,50 | 48,30 | 15220,0 | 761,0 | 15,70 | 444,00 | 642,00 | 73,40 | 3,23 | 2,75 | | | | |

Таблица 5. Швеллеры с параллельными гранями полок. ГОСТ 8240-97



Обозначения:

- h — высота балки;
 b — ширина балки;
 s — толщина стенки;
 t — средняя толщина полки;
 R — радиус инерции;
 r — радиус инерции;
 I — момент инерции;
 W — момент сопротивления;
 S — статический момент полусечения;

| Номер швеллера серии П | h | b | s | t | Не более | | Площадь поперечного сечения A , см ² | Масса 1 м, кг | Справочные величины для осей | | | | | | | x_0 , см | | | | |
|------------------------|-----|-----|-----|-----|----------|-----|---|---------------|------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------------|-------|------|------------|--|--|--|--|
| | | | | | мм | | | | | | | x-x | | | y-y | | | | | |
| | | | | | R | r | | | I_x , см ⁴ | W_x , см ³ | I_y , см ⁴ | W_y , см ³ | J_0 , см | | | | | | | |
| 5П | 50 | 32 | 4,4 | 7,0 | 6,0 | 3,5 | 6,16 | 4,84 | 22,8 | 9,1 | 1,92 | 5,61 | 5,95 | 2,99 | 0,98 | 1,21 | | | | |
| 6,5П | 65 | 36 | 4,4 | 7,2 | 6,0 | 3,5 | 7,51 | 5,90 | 48,6 | 15,0 | 2,55 | 9,02 | 9,35 | 4,06 | 1,12 | 1,29 | | | | |
| 8П | 80 | 40 | 4,5 | 7,4 | 6,5 | 3,5 | 8,98 | 7,05 | 89,8 | 22,5 | 3,16 | 13,30 | 13,90 | 3,31 | 1,24 | 1,38 | | | | |
| 10П | 100 | 46 | 4,5 | 7,6 | 7,0 | 4,0 | 10,90 | 8,59 | 175,0 | 34,9 | 3,99 | 20,50 | 22,60 | 7,37 | 1,44 | 1,53 | | | | |
| 12П | 120 | 52 | 4,8 | 7,8 | 7,5 | 4,5 | 13,30 | 10,40 | 305,0 | 50,8 | 4,79 | 29,70 | 34,90 | 9,84 | 1,62 | 1,66 | | | | |
| 14П | 140 | 58 | 4,9 | 8,1 | 8,0 | 4,5 | 15,60 | 12,30 | 493,0 | 70,4 | 5,61 | 40,90 | 51,50 | 12,90 | 1,81 | 1,82 | | | | |
| 16П | 160 | 64 | 5,0 | 8,4 | 8,5 | 5,0 | 18,10 | 14,20 | 750,0 | 93,8 | 6,44 | 54,30 | 72,80 | 16,40 | 2,00 | 1,97 | | | | |
| 16аП | 160 | 68 | 5,0 | 9,0 | 8,5 | 5,0 | 19,50 | 15,30 | 827,0 | 103,0 | 6,51 | 59,50 | 90,50 | 19,60 | 2,15 | 2,19 | | | | |
| 18П | 180 | 70 | 5,1 | 8,7 | 9,0 | 5,0 | 20,70 | 16,30 | 1090,0 | 121,0 | 7,26 | 70,00 | 100,00 | 20,60 | 2,20 | 2,14 | | | | |
| 18аП | 180 | 74 | 5,1 | 9,3 | 9,0 | 5,0 | 22,20 | 17,40 | 1200,0 | 133,0 | 7,34 | 76,30 | 123,00 | 24,30 | 2,35 | 2,36 | | | | |
| 20П | 200 | 76 | 5,2 | 9,0 | 9,5 | 5,5 | 23,40 | 18,40 | 1530,0 | 153,0 | 8,08 | 88,00 | 134,00 | 25,20 | 2,39 | 2,30 | | | | |
| 22П | 220 | 82 | 5,4 | 9,5 | 10,0 | 6,0 | 26,70 | 21,00 | 2120,0 | 193,0 | 8,90 | 111,00 | 178,00 | 31,00 | 2,58 | 2,47 | | | | |

| Номер швеллера серии П | h | b | s | t | R | r | Площадь поперечного сечения A, см ² | Масса 1 м, кг | Справочные величины для осей | | | | | | | x ₀ , см | | | | | | |
|------------------------|-----|-----|-----|------|------|-----|--|---------------|------------------------------|-------|-------|--------|--------|-------|----------------------------------|---------------------|----------------------------------|---------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------|
| | | | | | | | | | Не более | | | | | | x-x | | | | y-y | | | |
| | | | | | | | | | мм | | | | | | I _x , см ⁴ | | W _x , см ³ | i _x , см | S _x , см ³ | I _y , см ⁴ | W _y , см ³ | i _y , см |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 24П | 240 | 90 | 5,6 | 10,0 | 10,5 | 6,0 | 30,60 | 24,00 | 2910,0 | 243,0 | 9,75 | 139,00 | 248,00 | 39,50 | 2,85 | 2,72 | | | | | | |
| 27П | 270 | 95 | 6,0 | 10,5 | 11,0 | 6,5 | 35,20 | 27,70 | 4180,0 | 310,0 | 10,90 | 178,00 | 314,00 | 46,70 | 2,99 | 2,78 | | | | | | |
| 30П | 300 | 100 | 6,5 | 11,0 | 12,0 | 7,0 | 40,50 | 31,80 | 5830,0 | 389,0 | 12,00 | 224,00 | 393,00 | 54,80 | 3,12 | 2,83 | | | | | | |
| 33П | 330 | 105 | 7,0 | 11,7 | 13,0 | 7,5 | 46,50 | 36,50 | 8010,0 | 486,0 | 13,10 | 281,00 | 491,00 | 64,60 | 3,25 | 2,90 | | | | | | |
| 36П | 360 | 110 | 7,5 | 12,6 | 14,0 | 8,5 | 53,40 | 41,90 | 10850,0 | 603,0 | 14,30 | 350,00 | 611,00 | 76,30 | 3,38 | 2,99 | | | | | | |
| 40П | 400 | 115 | 8,0 | 13,5 | 15,0 | 9,0 | 61,50 | 48,30 | 15260,0 | 763,0 | 15,80 | 445,00 | 760,00 | 89,90 | 3,51 | 3,05 | | | | | | |

Приложение 2

Таблица 1. Рекомендуемый сортамент пиломатериалов для деревянных конструкций по ГОСТ 244454-80

| Толщина, мм | Ширина, мм | | | | | | |
|-------------|------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 |
| 19 | 100 | 125 | 150 | - | - | - | - |
| 22 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | - |
| 25 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | - |
| 32 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | - |
| 40 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | - |
| 44 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | - |
| 50 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 |
| 60 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 |
| 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 |
| 100 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 |
| 125 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 |
| 150 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 |
| 175 | - | - | - | 175 | 200 | 225 | 250 |
| 200 | - | - | - | - | 200 | 225 | 250 |
| 250 | - | - | - | - | - | - | 250 |

Таблица 1. Сортамент арматуры

| Диаметр, мм | Расчетная площадь поперечного сечения (см ²) при числе стержней | | | | | | | | | | Масса 1 м, кг | Арматура | | | | | | | | |
|----------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------|--------|--------|-------|------------------|----------|------------------------|-------|------|-----|------|------|------|-------|
| | | | | | | | Стержневая классов | | | | | | Проволочная классов | | | | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | | A-I | A-II | A-III | A-IV | A-V | A-VI | Вр-I | В-II | Вр-II |
| 3 | 0,071 | 0,14 | 0,21 | 0,28 | 0,35 | 0,42 | 0,49 | 0,57 | 0,64 | 0,71 | 0,055 | - | - | - | - | - | - | x | - | - |
| 4 | 0,126 | 0,25 | 0,36 | 0,50 | 0,63 | 0,76 | 0,88 | 1,01 | 1,13 | 1,26 | 0,092 | - | - | - | - | - | - | x | x | - |
| 5 | 0,196 | 0,39 | 0,59 | 0,79 | 0,98 | 1,18 | 1,37 | 1,57 | 1,77 | 1,96 | 0,154 | - | - | - | - | - | - | x | x | x |
| 6 | 0,283 | 0,57 | 0,86 | 1,13 | 1,42 | 1,7 | 1,98 | 2,26 | 2,55 | 2,83 | 0,222 | x | - | x | - | - | - | - | x | x |
| 7 | 0,385 | 0,77 | 1,15 | 1,54 | 1,92 | 2,31 | 2,69 | 3,08 | 3,46 | 3,85 | 0,302 | - | - | - | - | - | - | - | x | x |
| 8 | 0,503 | 1,01 | 1,51 | 2,01 | 2,51 | 3,02 | 3,52 | 4,02 | 4,53 | 5,03 | 0,395 | x | - | x | - | - | - | - | x | x |
| 10 | 0,789 | 1,57 | 2,36 | 3,14 | 3,93 | 4,71 | 5,5 | 6,28 | 7,07 | 7,85 | 0,617 | x | x | x | x | x | x | - | - | - |
| 12 | 1,131 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,79 | 7,92 | 9,05 | 10,18 | 11,31 | 0,888 | x | x | x | x | x | x | - | - | - |
| 14 | 1,539 | 3,08 | 4,62 | 6,16 | 7,69 | 9,23 | 10,77 | 12,31 | 13,85 | 15,39 | 1,208 | x | x | x | x | x | x | - | - | - |
| 16 | 2,011 | 4,02 | 6,03 | 8,04 | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08 | 18,1 | 20,11 | 1,578 | x | x | x | x | x | x | - | - | - |
| 18 | 2,545 | 5,09 | 7,63 | 10,18 | 12,72 | 15,27 | 17,81 | 20,36 | 22,9 | 25,45 | 1,998 | x | x | x | x | x | x | - | - | - |
| 20 | 3,142 | 6,28 | 9,41 | 12,56 | 15,71 | 18,85 | 21,99 | 25,14 | 28,28 | 31,42 | 2,466 | - | x | x | x | x | x | - | - | - |
| 22 | 3,801 | 7,60 | 11,4 | 15,2 | 19 | 22,81 | 26,61 | 30,41 | 34,21 | 38,01 | 2,984 | x | x | x | x | x | x | - | - | - |
| 25 | 4,909 | 9,82 | 14,73 | 19,63 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27 | 44,13 | 49,09 | 3,853 | - | x | x | x | x | x | - | - | - |
| 28 | 6,158 | 12,32 | 18,47 | 24,63 | 30,79 | 36,95 | 43,1 | 49,26 | 55,42 | 61,58 | 4,834 | - | x | x | x | x | x | - | - | - |
| 32 | 8,042 | 16,08 | 24,13 | 32,17 | 40,21 | 48,25 | 56,3 | 64,34 | 72,38 | 80,42 | 6,313 | - | x | x | x | x | x | - | - | - |
| 36 | 10,18 | 20,36 | 30,54 | 40,72 | 50,9 | 61,08 | 71,26 | 81,44 | 91,62 | 101,8 | 7,990 | - | - | x | - | - | - | - | - | - |
| 40 | 12,56 | 25,12 | 37,68 | 50,24 | 62,8 | 75,36 | 87,92 | 100,48 | 113,04 | 125,6 | 9,865 | - | - | x | - | - | - | - | - | - |

Примечание.

Значком «x» отмечены прокатываемые диаметры.