



Министерство образования и науки Самарской области
Государственное бюджетное профессиональное образовательное учреждение
Самарской области
«САМАРСКИЙ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИЙ КОЛЛЕДЖ»
(ГБПОУ «СЭК»)

Т.И. Харламова

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Методические указания к выполнению практических работ
для студентов очной и заочной форм обучения
специальности 08.02.01
Строительство и эксплуатация зданий и сооружений

ПМ.01 Участие в проектировании зданий и сооружений
МДК 01.01 Проектирование зданий и сооружений

Самара 2017

Методические указания к выполнению практических работ по разделу 2 *Основы проектирования строительных конструкций* ПМ.01 *Участие в проектировании зданий и сооружений* МДК 01.01 *Проектирование зданий и сооружений* для студентов специальности 08.02.01/ авт. Харламова Т.И. – Самара: ГБПОУ «СЭК», 2017 – 75 с.

Издание содержит методические указания к выполнению практических работ по разделу 2 *Проектирование строительных конструкций* ПМ.01 *Участие в проектировании зданий и сооружений* МДК 01.01 *Проектирование зданий и сооружений* и рекомендации по их оформлению. Составлены в соответствии с требованиями ФГОС специальности 08.02.01.

Рассмотрено и рекомендовано к изданию методическим советом ГБПОУ «СЭК» (протокол № 4 от 10.02.2017 г.)

Рецензент:

Борисов М.И. – преподаватель Самарского колледжа строительства и предпринимательства (филиал) ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский «МГСУ»

Замечания, предложения и пожелания направлять в ГБПОУ «Самарский энергетический колледж» по адресу: 443001, г. Самара, ул. Самарская 205-А или по электронной почте info@sam-ek.ru

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

Практические работы являются одним из основных видов учебных занятий, т.к. выполнение практических работ закрепляет и углубляет теоретические знания, позволяет приобрести практические навыки в решении технических вопросов, а также пользоваться нормами проектирования, ГОСТ, другой технической и нормативной литературой.

Практические работы выполняются после изучения соответствующих тем разделов.

Цель практических работ: освоение профессиональной компетенции ПК 1.3. Выполнять несложные расчеты и конструирование строительных конструкций.

В результате выполнения практических работ студенты приобретают опыт расчетов и проектирования строительных конструкций; умения выполнять расчеты нагрузок, действующих на конструкции; выполнять статический расчет; проверять несущую способность конструкций; подбирать сечение элемента от приложенных нагрузок; определять размеры подошвы фундамента; выполнять расчеты соединений элементов конструкции; знания нормативно-технической документации на проектирование строительных конструкций из различных материалов и оснований; а также закрепляют теоретические знания, полученные в результате изучения раздела 2 Проектирование строительных конструкций профессионального модуля ПМ.01 Участие в проектировании зданий и сооружений МДК.01.01 Проектирование зданий и сооружений.

Практические работы разработаны на основании индивидуальных заданий. Задания разработаны в 25 вариантах. Вариант назначается преподавателем.

Программой предусмотрено 16 практических работ, которые сшиваются в папку.

Расчетная часть работ оформляется на компьютере. Чертежи выполняются в технике компьютерной графики.

Оформление должно соответствовать действующим государственным стандартам.

ГОСТ 21.201-2011 Условные графические изображения элементов зданий, сооружений и конструкций;

ГОСТ 21.501-2011 Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений;

ГОСТ Р 21.1101-2013 Основные требования к проектной и рабочей документации.

Оформление титульного листа смотри рисунок 1.

*Министерство образования и науки Самарской области
ГБПОУ "Самарский энергетический колледж"*

ПРАКТИЧЕСКИЕ РАБОТЫ
08.02.01.ПР.ПМ.01.МДК.01.01.ХХ
раздел 2 "Проектирование строительных конструкций"

Руководитель _____ (Ф.И.О.)
Разработал студент _____ (Ф.И.О.)
группы _____

Самара, год

Рисунок 1

Основы расчета строительных конструкций и оснований по предельным состояниям

Практическая работа 1 Определение нормативных, расчетных сопротивлений и модулей упругости материалов

Практическая работа выполняется после изучения темы 1 «Основы расчета строительных конструкций и оснований по предельным состояниям».

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме, научиться пользоваться СНиП для определения технических характеристик материалов.

Задание: по заданным параметрам таблиц определить показатели материалов.

1. Определить нормативное и расчетное сопротивление стали по пределу текучести согласно данным таблицы 1.

Таблица 1

| Номер варианта | Наименование стали | Толщина проката, мм |
|----------------|--------------------|---------------------|
| 1 | C235 | 2 |
| 2 | C235 | 8 |
| 3 | C245 | 4 |
| 4 | C245 | 12 |
| 5 | C245 | 26 |
| 6 | C255 | 4 |
| 7 | C255 | 12 |
| 8 | C255 | 26 |
| 9 | C285 | 4 |
| 10 | C285 | 12 |
| 11 | C285 | 26 |
| 12 | C345 | 12 |
| 13 | C345 | 26 |
| 14 | C345 | 46 |
| 15 | C345 | 88 |
| 16 | C375 | 4 |
| 17 | C375 | 12 |
| 18 | C375 | 26 |
| 19 | C390 | 12 |
| 20 | C390 | 46 |
| 21 | C440 | 6 |
| 22 | C440 | 24 |
| 23 | C440 | 48 |
| 24 | C590 | 12 |
| 25 | C590 | 36 |

2. Определить расчетное сопротивление древесины по данным таблицы 2.

Таблица 2

| Номер варианта | Напряженное состояние | Характеристика элемента | Сорт древесины/класс древесины | Порода древесины |
|----------------|--|--|--------------------------------|-------------------------|
| 1 | изгиб | прямоугольное сечение высотой до 50см, шириной до 11см | 1/К26 | сосна |
| 2 | сжатие вдоль волокон | прямоугольное сечение высотой до 50см, шириной до 11 см | 2/К24 | ель |
| 3 | смятие вдоль волокон | прямоугольное сечение высотой до 50см, шириной до 11 см | 3/К16 | лиственница европейская |
| 4 | растяжение поперек волокон | клееная древесина | 1/К26 | сосна |
| 5 | изгиб | прямоугольное сечение высотой свыше 11 до 50см, шириной свыше 11 до 13см | 1/К26 | лиственница японская |
| 6 | сжатие вдоль волокон | прямоугольное сечение высотой свыше 11 до 50см, шириной свыше 11 до 13см | 2/К24 | лиственница |
| 7 | смятие вдоль волокон | прямоугольное сечение высотой свыше 11 до 50см, шириной свыше 11 до 13см | 3/К16 | кедр сибирский |
| 8 | растяжение вдоль волокон | неклееные элементы | 1/К26 | кедр Красноярского края |
| 9 | растяжение вдоль волокон | неклееные элементы | 2/К24 | сосна веймутова |
| 10 | растяжение вдоль волокон | клееные элементы | 1/К26 | пихта |
| 11 | растяжение вдоль волокон | клееные элементы | 2/К24 | дуб |
| 12 | сжатие по всей площади поперек волокон | без характеристики | 1/К26 | ясень |
| 13 | сжатие по всей площади поперек волокон | без характеристики | 2/К24 | клен |
| 14 | смятие по всей площади поперек волокон | без характеристики | 3/К16 | граб |

| | | | | |
|----|--|------------------------------|-------|-------------------------|
| 15 | скалывание вдоль волокон при изгибе | неклееные элементы | 1/К26 | береза |
| 16 | скалывание вдоль волокон при изгибе | неклееные элементы | 2/К24 | бук |
| 17 | скалывание вдоль волокон при изгибе | клееные элементы | 1/К26 | вяз |
| 18 | скалывание вдоль волокон при изгибе | клееные элементы | 3/К16 | ильм |
| 19 | скалывание вдоль волокон в лобовых врубках | без характеристики | 1/К26 | кедр Красноярского края |
| 20 | скалывание вдоль волокон в лобовых врубках | без характеристики | 2/К24 | сосна веймутова |
| 21 | скалывание поперек волокон в соединениях | неклееные элементы | 1/К26 | дуб |
| 22 | скалывание поперек волокон в соединениях | клееные элементы | 2/К24 | пихта |
| 23 | скалывание поперек волокон в соединениях | клееные элементы | 3/К16 | ясень |
| 24 | смятие по всей площади поперек волокон | в опорных частях конструкции | 2/К24 | акация |
| 25 | растяжение поперек волокон | клееная древесина | 2/К24 | ель |

3. Определить нормативное, расчетное сопротивления и модуль упругости бетона по данным таблицы 3.

Таблица 3

| Номер варианта | Вид сопротивления | Бетон | Класс бетона |
|----------------|-------------------|---|--------------|
| 1 | растяжение осевое | мелкозернистый группы В автоклавного твердения | В15 |
| 2 | сжатие осевое | тяжелый естественного твердения | В3,5 |
| 3 | растяжение осевое | тяжелый подвергнутый автоклавной обработке | В5 |
| 4 | растяжение осевое | тяжелый естественного твердения | В3,5 |
| 5 | сжатие осевое | мелкозернистый группы А естественного твердения | В5 |
| 6 | растяжение осевое | мелкозернистый группы А естественного твердения | В5 |
| 7 | сжатие осевое | легкий марки по средней плотности марки D 800 | В2,5 |
| 8 | растяжение осевое | мелкозернистый группы Б естественного твердения | В3,5 |

| | | | |
|----|-------------------|--|-------|
| | вое | дения | |
| 9 | сжатие осевое | ячеистый автоклавного твердения марки по средней плотности марки D 500 | B1,5 |
| 10 | растяжение осевое | мелкозернистый группы В автоклавного твердения | B15 |
| 11 | сжатие осевое | тяжелый, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении | B5 |
| 12 | растяжение осевое | легкий при мелком заполнителе плотном по средней плотности марки D 1000 | B2,5 |
| 13 | сжатие осевое | тяжелый естественного твердения | B12,5 |
| 14 | сжатие осевое | мелкозернистый группы Б естественного твердения | B7,5 |
| 15 | растяжение осевое | легкий при мелком заполнителе пористом по средней плотности марки D 1000 | B3,5 |
| 16 | сжатие осевое | легкий по средней плотности марки D 1000 | B3,5 |
| 17 | растяжение осевое | ячеистый автоклавного твердения марки по средней плотности марки D 500 | B1,5 |
| 18 | сжатие осевое | ячеистый автоклавного твердения марки по средней плотности марки D 800 | B2,5 |
| 19 | сжатие осевое | ячеистый автоклавного твердения марки по средней плотности марки D 600 | B2 |
| 20 | растяжение осевое | легкий при мелком заполнителе плотном по средней плотности марки D 800 | B12,5 |
| 21 | сжатие осевое | тяжелый, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении | B7,5 |
| 22 | растяжение осевое | мелкозернистый группы А подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении | B7,5 |
| 23 | сжатие осевое | мелкозернистый группы А подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении | B10 |
| 24 | растяжение осевое | мелкозернистый группы Б подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении | B10 |
| 25 | сжатие осевое | легкий по средней плотности марки D 1200 | B5 |

4. Определить нормативное, расчетное сопротивления и модуль упругости арматуры по данным таблицы 4.

Таблица 4

| Номер варианта | Вид сопротивления | Класс арматуры | Диаметр арматуры |
|----------------|-------------------|---------------------|------------------|
| 1 | растяжение | A240 | 8 |
| 2 | сжатие | A400 | 10 |
| 3 | растяжение | B _p 500 | 3 |
| 4 | растяжение | B _p 500 | 4 |
| 5 | растяжение | A1000 | 12 |
| 6 | сжатие | B _p 1400 | 5 |
| 7 | растяжение | B _p 1400 | 6 |
| 8 | растяжение | B _p 1300 | 7 |
| 9 | сжатие | K1400 | 15 |

| | | | |
|----|------------|---------------------|----|
| 10 | сжатие | A240 | 6 |
| 11 | растяжение | B _p 1200 | 8 |
| 12 | сжатие | K1500 | 6 |
| 13 | растяжение | K1500 | 10 |
| 14 | сжатие | K1600 | 6 |
| 15 | растяжение | A400 | 12 |
| 16 | сжатие | A500 | 20 |
| 17 | растяжение | A500 | 10 |
| 18 | сжатие | K1600 | 9 |
| 19 | растяжение | K1600 | 11 |
| 20 | сжатие | K1600 | 12 |
| 21 | растяжение | A240 | 32 |
| 22 | сжатие | A1000 | 10 |
| 23 | сжатие | B500 | 3 |
| 24 | растяжение | B500 | 16 |
| 25 | сжатие | A240 | 40 |

5. Определить расчетное сопротивление сжатию и модуль упругости каменной кладки по данным таблицы 5.

Таблица 5

| Номер варианта | Вид камня | Марка камня | Марка раствора |
|----------------|--|-------------|----------------|
| 1 | Ячеистобетонные блоки | 100 | 50 |
| 2 | Ячеистобетонные блоки | 125 | 50 |
| 3 | Кирпич глиняный пластического прессования | 150 | 50 |
| 4 | Крупные блоки из тяжелого бетона при высоте кладки 500-1000 мм | 200 | 50 |
| 5 | Крупные блоки из тяжелого бетона при высоте кладки 200-300 мм | 75 | 75 |
| 6 | Кирпич силикатный полнотелый | 100 | 75 |
| 7 | Бетонные камни с пустотностью до 25% при высоте кладки 200-300мм | 50 | 75 |
| 8 | Кирпич глиняный полусухого прессования | 35 | 25 |
| 9 | Бетонные камни с пустотностью до 25% при высоте кладки 200-300мм | 150 | 25 |
| 10 | Ячеистобетонные блоки | 75 | 25 |
| 11 | Кирпич глиняный пластического прессования | 100 | 25 |
| 12 | Гипсобетонный камень | 300 | 25 |
| 13 | Гипсобетонный камень | 150 | 25 |
| 14 | Кирпич силикатный полнотелый | 200 | 25 |
| 15 | Кирпич глиняный пластического прессования | 35 | 75 |

| | | | |
|----|--|-----|-----|
| 16 | Кирпич глиняный полусухого прессования | 75 | 50 |
| 17 | Гипсобетонный камень | 100 | 100 |
| 18 | Кирпич силикатный полнотелый | 300 | 50 |
| 19 | Кирпич глиняный полусухого прессования | 125 | 75 |
| 20 | Крупные блоки из тяжелого бетона при высоте кладки 500-1000 мм | 150 | 75 |
| 21 | Ячеистобетонные блоки | 200 | 75 |
| 22 | Кирпич глиняный пластического прессования | 250 | 75 |
| 23 | Бетонные камни с пустотностью до 25% при высоте кладки 200-300мм | 100 | 50 |
| 24 | Крупные блоки из тяжелого бетона при высоте кладки 200-300 мм | 35 | 50 |
| 25 | Кирпич силикатный полнотелый | 50 | 50 |

6. Сравнить и оценить расчетные сопротивления указанных материалов, приняв расчетное сопротивление древесины за единицу.

Методические указания

Нормативные, расчетные сопротивления и модули упругости материалов необходимо найти в соответствующих нормативных документах.

Для стальных конструкций – СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*.

Для деревянных конструкций - СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. Необходимо обратить внимание на сорт и породу древесины.

Для бетона и арматуры - СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

Для каменной кладки - СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*.

Модуль упругости кладки находится по формуле

$$E_0 = \alpha R_u,$$

где α - упругая характеристика каменной кладки [3, таблица 16];

$R_u = kR$ – временное сопротивление,

R – расчетное сопротивление кладки сжатию [3].

k – коэффициент, зависящий от вида кладки [3, таблица 15].

Информационное обеспечение

1. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*

2. СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80

3. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*

4. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003

5. <http://docs.cntd.ru/document>

Пример оформления практической работы 1

Практическая работа 1 Определение нормативных, расчетных сопротивлений и модулей упругости материалов

Задание: по заданным параметрам определить показатели материалов.

1. Определить нормативное и расчетное сопротивление стали по пределу текучести.

Наименование стали С345К.

Толщина проката - 5мм.

Решение:

Нормативное сопротивление по пределу текучести стали С345К $R_{yn}=345\text{МПа}$, расчетное сопротивление по пределу текучести $R_y=335\text{МПа}$ [1, таблица В.5].

2. Определить расчетное сопротивление древесины.

Напряженное состояние – смятие поперек волокон под шайбами при углах смятия от 90 до 60°.

Характеристика элемента – без характеристики.

Сорт /класс древесины- 3/К16.

Порода древесины - вяз.

Решение:

Расчетное сопротивление смятию поперек волокон под шайбами при углах смятия от 90 до 60° для сосны $R_{см.90}=4\text{МПа}$ [2, таблица 3]. Для вяза необходимо умножить на коэффициент $m_n=1,6$ [2, таблица 5], следовательно, $R_{см.90}=4*1,6=6,4\text{МПа}$.

3. Определить нормативное, расчетное сопротивления и модуль упругости бетона.

Вид сопротивления - сжатие осевое.

Бетон - тяжелый естественного твердения.

Класс бетона – В40.

Решение:

Расчетное сопротивление при осевом сжатии тяжелого бетона В40 $R_b=22,0\text{МПа}$ [3, таблица 6.8].

Нормативное сопротивление при осевом сжатии тяжелого бетона В40 $R_{bn}=29\text{МПа}$ [3, таблица 6.7].

Модуль упругости тяжелого бетона класса В40 $E_b=36\text{МПа}*10^3$ [3, таблица 6.11].

4. Определить нормативное, расчетное сопротивления и модуль упругости арматуры.

Вид сопротивления – растяжение.

Класс арматуры – К1600.

Диаметр арматуры- 15мм.

Решение:

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению для класса К1600 диаметром 15мм $R_s = 1390 \text{ МПа}$ [3, таблица 6.14].

Нормативное сопротивление продольной арматуры растяжению для класса К1600 диаметром 15мм $R_{sn} = 1600 \text{ МПа}$ [3, таблица 6.13].

Модуль упругости арматуры класса К1600 $E_s = 1,95 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ [3, п.6.2.12].

5. Определить расчетное сопротивление сжатию и модуль упругости каменной кладки.

Вид камня – рваный бут.

Марка камня -500.

Марка раствора – 75.

Решение:

Расчетное сопротивление сжатию бутовой кладки из рваного бута марки 500 и марки раствора $R = 1,5 \text{ МПа}$ [4, таблица 9].

Модуль упругости кладки $E_0 = \alpha R_u = 1500 \cdot 3,0 = 4500 \text{ МПа}$,

где $\alpha = 1500$ - упругая характеристика каменной кладки [4, таблица 16];

$R_u = kR = 2 \cdot 1,5 = 3,0 \text{ МПа}$ –временное сопротивление,

$k = 2,0$ – коэффициент [4, таблица 15].

6. Сравнить и оценить расчетные сопротивления указанных материалов, приняв расчетное сопротивление древесины за единицу.

Таблица 7

| | Сталь | Древесина | Бетон | Арматура | Каменная кладка |
|--|-------|-----------|-------|----------|-----------------|
| Величина расчетного сопротивления, МПа | 335,0 | 4 | 22,0 | 1390,0 | 1,5 |
| Соотношение расчетных сопротивлений | 83,75 | 1,0 | 5,50 | 347,50 | 0,38 |

Информационное обеспечение

1. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*
2. СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80
3. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003
4. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*
5. <http://docs.cntd.ru/document>

Нагрузки и воздействия

Практическая работа 2 Определение нормативных и расчетных значений нагрузок

Практическая работа выполняется после изучения темы 2 «Нагрузки и воздействия».

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме, научиться собирать нагрузки на покрытие, перекрытие, внутреннюю опору.

Задание: по данным таблицы 8 подсчитать полную нагрузку на покрытие, перекрытие и поэтажную нагрузку на колонны пятиэтажного здания.

Варианты утеплителя: 1- ячеистый бетон, 2- плиты пенопластовые, 3 – легкий бетон, 4 – плиты фибролитовые.

Плиту покрытия принять по плите перекрытия.

Варианты состава пола:

1- паркет, толщина 20мм, плотность 800кг/м³; шлакобетон, толщина 65мм, плотность 1600кг/м³; пенобетонная плита, толщина 60мм, плотность 500кг/м³; железобетонная плита перекрытия, приведенная толщина 110мм, плотность 2500кг/м³

2- паркет, толщина 20мм, плотность 600кг/м³; цементная стяжка, толщина 20мм, плотность 2000кг/м³; шлакобетон, толщина 50мм, плотность 1600кг/м³; шлаковый слой, толщина 30мм, плотность 1000кг/м³; железобетонная плита перекрытия, приведенная толщина 120мм, плотность 2500кг/м³

3- асфальтобетон, толщина 20мм, плотность 2100кг/м³; бетон, толщина 120мм, плотность 2000кг/м³; железобетонная плита перекрытия, приведенная толщина 130мм, плотность 2500кг/м³

4- линолеум, нагрузка 2,8кг/м²; цементная стяжка, толщина 15мм, плотность 2000кг/м³; пенобетонная плита, толщина 40мм, плотность 600кг/м³; железобетонная плита перекрытия, приведенная толщина 110мм, плотность 2500кг/м³.

Методические указания

Полная нагрузка разделяется на постоянную и временную нагрузки. К постоянным нагрузкам относятся нагрузка от слоев кровли, от слоев пола, от железобетонных плит, вес колонн. К временным нагрузкам относятся снеговая нагрузка в зависимости от района строительства [1, таблица 10.1 и приложение Ж, карта 1], временная на перекрытие, в зависимости от здания или помещения [1, таблица 8.3].

Постоянные нормативные нагрузки, если они не заданы в н/м², получают путем умножения толщины на объемную массу.

Расчетная нагрузка получается путем умножения нормативной на коэффициент надежности по нагрузке.

Коэффициент надежности по нагрузке принимается согласно:

постоянная нагрузка [1, таблица 7.1]

временная нагрузка на перекрытие [1, п.8.2.2]

снеговая [1, п.10.12].

Нагрузка подсчитывается в табличной форме по форме 1

Форма 1

| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка H/m^2 | Коэффициент надежности по нагрузке γ_f | Расчетная нагрузка H/m^2 |
|--------------|------------------------------|---|----------------------------|
|--------------|------------------------------|---|----------------------------|

Информационное обеспечение

- СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*
- <http://docs.cntd.ru/document>

Пример оформления практической работы 2

Практическая работа 2 Определение нормативных и расчетных значений нагрузок

Задание: по заданным параметрам подсчитать полную нагрузку на покрытие, перекрытие и поэтажную нагрузку на колонны трехэтажного здания.

Помещение – станция метрополитена.

Город- Самара.

Нагрузка от водоизоляционного слоя- $75H/m^2$

Толщина стяжки - $15mm$

Плотность материала стяжки $1800kg/m^3$

Толщина утеплителя - $150mm$

Плотность утеплителя- $800 kg/m^3$

Нагрузка от пароизоляции- $30H/m^2$

Состав пола:

плиточный пол – толщина $15mm$, плотность $2000 kg/m^3$,

цементная стяжка – толщина $20mm$, плотность $2000kg/m^3$,

шлакобетон – толщина $60mm$, плотность $1500kg/m^3$,

ребристая панель - приведенная толщина $110mm$, плотность $2500kg/m^3$.

Сетка опор - $6*3 m$.

Сечение колонн - $400*400mm$.

Высота этажа - $4,2 m$.

Решение

Таблица 9 – Сбор нагрузок на покрытие

| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка H/m^2 | Коэффициент надежности по нагрузке γ_f | Расчетная нагрузка H/m^2 |
|----------------------------------|------------------------------|---|----------------------------|
| <u>Постоянная</u> | | | |
| - от водоизоляционного слоя | 75 | 1,2 | 90 |
| - от стяжки $0,015*1800*10$ | 270 | 1,3 | 351 |
| - от утеплителя $0,15*800*10$ | 1200 | 1,3 | 1560 |

| | | | |
|---|------|-----|------|
| - от пароизоляции | 30 | 1,2 | 36 |
| - от ребристой панели 0,11*2500*10 | 2750 | 1,1 | 3025 |
| Итого постоянная | 4325 | | 5062 |
| <u>Временная</u> | | | |
| Снеговая г. Самара IV снеговой район 0,7*240*10=1680 | | | |
| длительная 0,7*1680 | 1176 | 1,4 | 1646 |
| кратковременная 0,3*1680 | 504 | 1,4 | 706 |
| Итого временная | 1680 | | 2352 |
| Итого полная | 6005 | | 7414 |

Таблица 10 – Сбор нагрузок на перекрытие

| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка H/m^2 | Коэффициент на- дежности по на- грузке γ_f | Расчет- ная на- грузка H/m^2 |
|---------------------------------------|------------------------------------|---|---|
| <u>Постоянная</u> | | | |
| - от плиточного пола 0,015*2000*10 | 300 | 1,1 | 330 |
| - цементной стяжки 0,02*2000*10 | 400 | 1,3 | 520 |
| - от шлакобетона 0,06*1500*10 | 900 | 1,3 | 1200 |
| - от ребристой панели 0,11*2500*10 | 2750 | 1,1 | 3025 |
| Итого постоянная | 4350 | | 5075 |
| <u>Временная</u> | | | |
| длительная | 1400 | 1,2 | 1680 |
| кратковременная | 2600 | 1,2 | 3120 |
| Итого временная | 4000 | | 4800 |
| Итого полная | 8350 | | 9875 |

Грузовая площадь $A_{gp} = 6*3 = 18m^2$

Вес колонн третьего и второго этажа $G_{2,3} = 0,4*0,4*4,2*25000*1,1 = 18480H$

Нагрузка на колонну третьего этажа $N_3 = 7414*18 + 18480 = 151932H = 151,932кН$

Нагрузка на колонну второго этажа

$$N_2 = 9875*18 + 18480 + 151932 = 348162H = 348,162кН$$

Длина колонны первого этажа меняется на величину заделки. Следовательно, вес колонны первого этажа будет равен

$$G_1 = 0,4*0,4*(4,2+0,6)25000*1,1 = 21120H.$$

Нагрузка на колонну первого этажа.

$$N_1 = 9875*18 + 21120 + 348162 = 547032H = 547,032H.$$

Таблица 8

| Но- мер вари- анта | Помещение или здание | Город | На- груз- ка от во- доизо- ляци- онного слоя Н/м ² | Тол- щина стяжки, мм | Плот- ность мате- риала стяжки кг/м ³ | Наиме- нова- ние утеп- лителя | Тол- щина утеп- лителя, мм | Плот- ность утеп- лителя, кг/м ³ | На- груз- ка от па- роизо- ляции, Н/м ² | Со- став пола | Сетка опор, м | Сече- ние колонн, мм | Вы- сота эта- жа, м |
|-----------------------------|--|---------------------|---|-------------------------------|---|---|--|---|--|---------------------|---------------------|----------------------------|------------------------------|
| 1 | Помещение на- учного персона- ла | Рязань | 93 | 25 | 1850 | 2 | 30 | 70 | 30 | 4 | 3*6 | 400*400 | 3,0 |
| 2 | Экспозицион- ный зал | Кострома | 100 | 10 | 1850 | 3 | 110 | 600 | 30 | 1 | 6*6 | 300*300 | 4,8 |
| 3 | Помещение ЭВМ | Кемерово | 113 | 35 | 1950 | 4 | 130 | 500 | 50 | 2 | 6*12 | 350*350 | 3,0 |
| 4 | Спортивный зал | Воронеж | 60 | 20 | 1950 | 1 | 40 | 400 | 50 | 4 | 3*6 | 400*400 | 3,3 |
| 5 | Палата больни- цы | Хаба- ровск | 83 | 20 | 1800 | 1 | 40 | 400 | 50 | 4 | 3*6 | 300*300 | 4,8 |
| 6 | Классное поме- щение | Магадан | 65 | 15 | 1950 | 2 | 55 | 50 | 40 | 2 | 6*6 | 350*350 | 4,8 |
| 7 | Кухня общест- венного здания | Санкт- Петербург | 103 | 30 | 1900 | 3 | 120 | 1000 | 40 | 4 | 6*6 | 400*400 | 3,6 |
| 8 | Помещение для мелкого скота | Волго- град | 73 | 15 | 2000 | 4 | 110 | 400 | 40 | 3 | 6*6 | 300*300 | 3,6 |
| 9 | Концертный зал | Владиво- сток | 85 | 25 | 1800 | 4 | 130 | 300 | 30 | 2 | 3*6 | 350*350 | 3,3 |
| 10 | Бытовое поме- щение | Орел | 80 | 30 | 1800 | 3 | 120 | 700 | 40 | 4 | 6*6 | 400*400 | 3,0 |
| 11 | Зрительный зал | Саратов | 105 | 25 | 1950 | 4 | 100 | 300 | 30 | 1 | 3*6 | 300*300 | 2,7 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|----|---|------------|-----|----|------|---|-----|-----|----|---|------|---------|-----|
| 12 | Участки обслуживания в производственном помещении | Владимир | 95 | 30 | 1850 | 1 | 25 | 400 | 40 | 3 | 3*6 | 300*300 | 4,8 |
| 13 | Склад | Ульяновск | 110 | 20 | 1900 | 3 | 100 | 500 | 50 | 3 | 6*12 | 350*350 | 4,2 |
| 14 | Участки ремонта оборудования в производственном помещении | Курск | 50 | 15 | 1900 | 4 | 110 | 400 | 40 | 3 | 6*6 | 400*400 | 4,2 |
| 15 | Сцена | Казань | 53 | 10 | 2000 | 1 | 50 | 400 | 30 | 1 | 6*6 | 400*400 | 3,0 |
| 16 | Читальный зал | Красноярск | 120 | 30 | 2000 | 1 | 35 | 400 | 40 | 2 | 6*6 | 300*300 | 3,0 |
| 17 | Жилое помещение гостиницы | Оренбург | 135 | 35 | 1900 | 2 | 40 | 60 | 50 | 1 | 6*12 | 350*350 | 4,8 |
| 18 | Кабинет учреждения здравоохранения | Москва | 75 | 20 | 2000 | 3 | 130 | 800 | 50 | 4 | 6*12 | 400*400 | 4,8 |
| 19 | Обеденный зал | Пенза | 125 | 10 | 1800 | 1 | 30 | 400 | 30 | 4 | 6*12 | 300*300 | 3,3 |
| 20 | Архив | Томск | 115 | 15 | 1850 | 2 | 40 | 20 | 40 | 1 | 6*12 | 350*350 | 3,0 |
| 21 | Книгохранилище | Иркутск | 130 | 35 | 1800 | 2 | 50 | 30 | 50 | 2 | 3*6 | 300*300 | 4,8 |
| 22 | Детский сад | Новгород | 63 | 10 | 1950 | 3 | 100 | 900 | 30 | 4 | 3*6 | 300*300 | 3,3 |
| 23 | Лаборатория | Якутск | 90 | 35 | 1850 | 4 | 120 | 500 | 50 | 4 | 3*6 | 350*350 | 4,8 |
| 24 | Общежитие | Смоленск | 55 | 10 | 1900 | 1 | 20 | 400 | 30 | 4 | 6*6 | 400*400 | 4,8 |
| 25 | Зал собраний | Ярославль | 70 | 25 | 2000 | 2 | 45 | 40 | 30 | 1 | 6*12 | 350*350 | 4,8 |

Основы расчета строительных конструкций, работающих на сжатие

Практическая работа 3 Расчет стальной центрально сжатой колонны

Практическая работа выполняется после изучения темы «Расчет стальных колонн».

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Расчет стальных колонн», научиться производить расчет центрально сжатых стальных колонн.

Задание: подобрать стержень колонны сплошного сечения из двутавра по данным таблицы 11.

Коэффициент условия работы γ_c - четные варианты 0,95; нечетные варианты 0,9.

Марка стали: нечетные варианты С245, четные варианты С255.

Таблица 11

| № варианта | Продольная сила, кН | Геометрическая длина колонны, м | Крепление колонны | |
|------------|---------------------|---------------------------------|-------------------|-----------|
| | | | низ | верх |
| 1 | 350 | 3,9 | защемлен | свободен |
| 2 | 150 | 2,4 | защемлен | шарнирное |
| 3 | 160 | 2,7 | шарнирное | шарнирное |
| 4 | 130 | 3,0 | защемлен | свободен |
| 5 | 140 | 5,1 | защемлен | защемлен |
| 6 | 360 | 5,4 | шарнирное | шарнирное |
| 7 | 100 | 6,0 | защемлен | шарнирное |
| 8 | 110 | 4,2 | защемлен | защемлен |
| 9 | 180 | 4,5 | защемлен | свободен |
| 10 | 190 | 4,8 | защемлен | защемлен |
| 11 | 200 | 3,3 | защемлен | защемлен |
| 12 | 170 | 3,6 | защемлен | шарнирное |
| 13 | 120 | 3,9 | шарнирное | шарнирное |
| 14 | 210 | 4,2 | защемлен | шарнирное |
| 15 | 220 | 4,5 | шарнирное | шарнирное |
| 16 | 230 | 4,8 | защемлен | защемлен |
| 17 | 240 | 5,1 | защемлен | свободен |
| 18 | 250 | 5,4 | защемлен | свободен |
| 19 | 260 | 5,7 | защемлен | защемлен |
| 20 | 270 | 6,0 | защемлен | шарнирное |
| 21 | 280 | 2,4 | шарнирное | шарнирное |
| 22 | 290 | 2,7 | защемлен | свободен |
| 23 | 300 | 3,0 | защемлен | защемлен |
| 24 | 330 | 3,3 | защемлен | шарнирное |
| 25 | 340 | 3,6 | шарнирное | шарнирное |

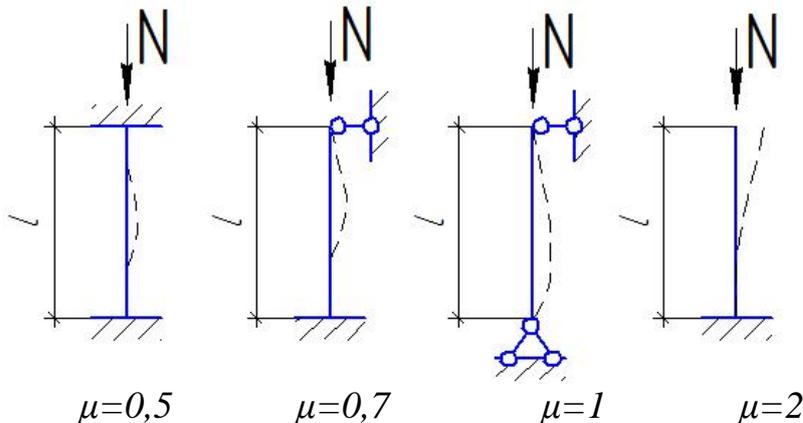
Методические указания

Металлическая колонна состоит из трех частей: стержня (или ствола), башмака (или базы) и оголовка.

По характеру работы колонны делятся на центрально- и внецентренно сжатые, по конструктивной форме – постоянного, переменного и ступенчатого сечения, по типу сечения – сплошные и сквозные.

Порядок расчета:

1. определяем расчетную длину колонны $l_{ef} = \mu l$, где μ – коэффициент расчетной длины, который принимается в зависимости от условий закрепления их концов и вида нагрузки;



l – длина колонны, отдельного участка ее или высота этажа;

2. определяем расчетную продольную силу с учетом собственного веса колонн, принимая массу $500-600\text{Н/м}$;

3. задаемся предварительно гибкостью $\lambda=80$;

4. вычисляем коэффициент продольного изгиба φ ;

5. производим предварительный подбор сечения по площади A и наименьшему радиусу инерции i

$$A = N / (\varphi R_y \gamma_c),$$

где R_y – расчетное сопротивление стали

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

6. подбираем по сортаменту профиль;

7. определяем фактическую гибкость λ и коэффициент продольного изгиба φ ;

8. вычисляем фактическую продольную силу N ;

9. проверяем устойчивость колонны

$$\sigma = N / (\varphi A)$$

если

$$\sigma < R_y \gamma_c$$

прочность обеспечена

$$\sigma > R_y \gamma_c$$

прочность не обеспечена

принимаем больший профиль

Информационное обеспечение

1. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*

2. Сортамент горячекатаных профилей

3. В.И.Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М. ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 3

Практическая работа 3 Расчет стальной центрально сжатой колонны

Задание: подобрать стержень колонны сплошного сечения из прокатного двутавра.

Коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,8$.

Сталь С345К.

Продольная сила 385 кН.

Геометрическая длина колонны 5,3 м.

Крепление колонны: низ и верх закреплен шарнирно.

Решение:

1. определяем расчетную длину колонны $l_{ef} = \mu l = 1 * 5,3 = 5,3 \text{ м}$;
2. определяем расчетную продольную силу с учетом собственного веса колонн, принимая массу 550 Н/м;

$$N = 385 + 0,55 * 5,3 = 388 \text{ кН};$$

3. задаемся предварительно гибкостью $\lambda = 80$; вычисляем коэффициент продольного изгиба φ , для чего находим расчетное сопротивление стали по пределу текучести $R_y = 335 \text{ МПа} = 33,5 \text{ кН/см}^2$ [СП 16.13330.2011, таблица В.5], модуль упругости $E = 2,06 * 10^5 \text{ Н/мм}^2$ [СП 16.13330.2011, таблица Г.10]. Условная гибкость $\lambda = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 80 \sqrt{\frac{33,5}{20600}} = 3,2$; Для определения коэффициента продольного изгиба определим тип сечения [СП 16.13330.2011, таблица 7] – двутавр соответствует типу сечения b .

4. Тогда $\varphi = 0,602$ [СП 16.13330.2011, таблица Д1].

5. производим предварительный подбор сечения по площади A и наименьшему радиусу инерции i

$$A = N / (\varphi R_y \gamma_c) = 388 / (0,602 * 33,5 * 0,8) = 24,05 \text{ см}^2,$$

где R_y – расчетное сопротивление стали

$$i = l_{ef} / \lambda = 530 / 80 = 6,63 \text{ см}.$$

6. подбираем по сортаменту широкополочный двутавр 40Ш1 с $A = 122,40 \text{ см}^2$, $i_x = 16,76 \text{ см}$, $i_y = 7,18 \text{ см}$ с массой 1 м – 96,1 кг;

7. определяем фактическую гибкость и коэффициент продольного изгиба. Гибкость стержня относительно оси X $\lambda_x = l_{ef} / i_x = 530 / 16,76 = 32 < \lambda_{lim} = 120$. Гибкость стержня относительно оси Y $\lambda_y = l_{ef} / i_y = 530 / 7,18 = 74 < \lambda_{lim} = 120$.

Условная гибкость $\lambda = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 74 \sqrt{\frac{33,5}{20600}} = 3,0$; тогда $\varphi = 0,643$ [СП 16.13330.2011, таблица Д1].

8. вычисляем фактическую продольную силу $N = 385 + 0,961 * 5,3 = 390 \text{ кН}$;

9. проверяем устойчивость колонны

$$\sigma = N / (\varphi A) = 390 / (0,643 * 122,4) = 4,96 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 33,5 * 0,8 = 26,8 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность обеспечена.

Практическая работа 4 Расчет деревянной центрально сжатой стойки

Практическая работа выполняется после изучения темы «Расчет деревянных стоек».

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме « Расчет деревянных стоек», научиться производить расчет деревянных конструкций на сжатие.

Задание: подобрать сечение центрально сжатой стойки круглого сечения, рассчитать по двум вариантам пород и выбрать оптимальный вариант по данным таблицы 12.

Таблица 12

| Но- мер вари- анта | Крепление стойки | | Высо- та стой- ки, м | Рас- четная сила, кН | Сорт дре- веси- ны | Порода | |
|-----------------------------|---------------------|--------|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|---------------------------|------------------------|
| | Низ | Верх | | | | 1 вар. | 2 вар. |
| 1 | Шарн. | Шарн | 4,2 | 730 | 2/К24 | Акация | Листв. япон. |
| 2 | Шарн. | Шарн | 4,3 | 300 | 2/К24 | Пихта | Сибир. кедр |
| 3 | Защем. | Шарн | 3,9 | 430 | 3/К16 | Липа | Дуб |
| 4 | Защем. | Своб. | 2,4 | 600 | 2/К24 | Ель | Акация |
| 5 | Защем. | Шарн | 4,4 | 350 | 3/К16 | Сосна | Пихта |
| 6 | Защем. | Своб. | 4,5 | 400 | 2/К24 | Дуб | Сосна |
| 7 | Защем. | Защем. | 4,6 | 450 | 3/К16 | Ясень | Береза |
| 8 | Шарн. | Шарн | 4,7 | 500 | 2/К24 | Акация | Ясень |
| 9 | Защем. | Шарн | 4,8 | 550 | 3/К16 | Акация | Клен |
| 10 | Защем. | Защем | 2,5 | 650 | 3/К16 | Береза | Ель |
| 11 | Шарн. | Шарн | 2,6 | 700 | 2/К24 | Акация | Береза |
| 12 | Защем. | Шарн | 2,7 | 750 | 3/К16 | Вяз | Бук |
| 13 | Защем. | Своб. | 2,8 | 800 | 2/К24 | Ольха | Вяз |
| 14 | Защем. | Защем | 2,9 | 850 | 3/К16 | Липа | Кедр Краснояр. края |
| 15 | Шарн. | Шарн | 3,0 | 900 | 2/К24 | Пихта | Вяз |
| 16 | Защем. | Шарн | 3,1 | 200 | 3/К16 | Ясень | Осина |
| 17 | Защем. | Своб. | 3,2 | 250 | 2/К24 | Кедр Краснояр. края | Тополь |
| 18 | Защем | Защем. | 3,3 | 100 | 3/К16 | Листв. евр. | Кедр Краснояр. края |
| 19 | Шарн. | Шарн | 3,4 | 150 | 2/К24 | Лист. япон | Кедр кр.кр |
| 20 | Защем. | Шарн | 3,5 | 950 | 3/К16 | Бук | Листв. японс. |
| 21 | Защем. | Своб. | 3,6 | 130 | 2/К24 | Ильм | Бук |
| 22 | Защем. | Защем. | 3,7 | 230 | 3/К16 | Граб | Ильм |
| 23 | Шарн. | Шарн | 3,8 | 330 | 2/К24 | Бук | Граб |
| 24 | Защем. | Своб. | 4,0 | 530 | 2/К24 | Вяз | Пихта |
| 25 | Защем. | Защем. | 4,1 | 630 | 3/К16 | Ясень | Ель |

Методические указания

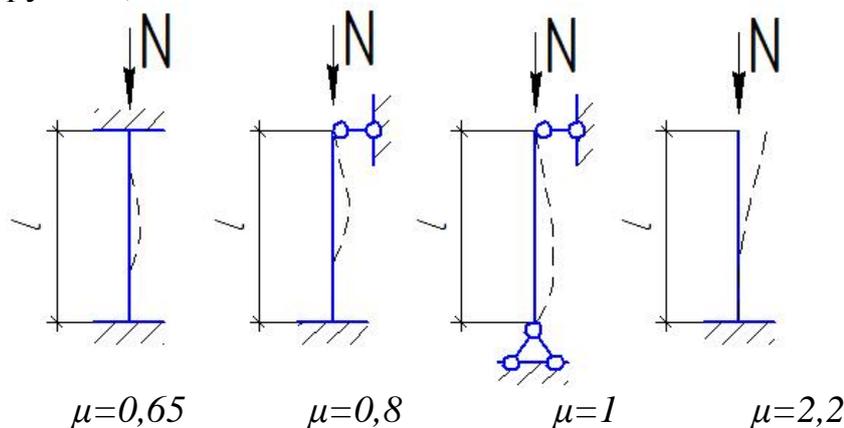
Деревянные стойки (колонны) применяются при строительстве деревянных зданий, сельскохозяйственных сооружений, складов, временных зданий, в качестве опор для опалубки при изготовлении монолитных железобетонных

конструкций и т.п. деревянные стойки при небольших нагрузках выполняются из цельной древесины и составного сечения – при значительных нагрузках.

Наиболее простым и часто встречающимся примером деревянных стоек являются цельные (сплошные) стойки круглого сечения из бревна или квадратного бруса, что отвечает требованиям экономии материалов при центральном сжатии.

Порядок выполнения:

1. задаемся гибкостью $\lambda = 80$;
2. определим коэффициент продольного изгиба $\varphi = A/\lambda^2$, где коэффициент $A=3000$ для древесины;
3. найдем расчетную площадь поперечного сечения $F_{расч} = N/(\varphi R_c)$, где N – продольная сила, R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию;
4. определим диаметр поперечного сечения $D = \sqrt{4F_{расч} / \pi}$;
5. найдем требуемую расчетную площадь поперечного сечения $F_{расч} = \pi D^2/4$;
6. определим радиус инерции $r = 0,25D$ и расчетную длину стойки $l_0 = \mu l$, где μ – коэффициент значение, которого зависит от способа крепления конструкции,



l – геометрическая длина стойки;

7. произведем расчет гибкости $\lambda = l_0/r < \lambda_{пред} = 120$;
8. если $\lambda < 70$, то $\varphi = 1 - a(\lambda/100)^2$, где $a = 0,8$ для древесины;
9. если $\lambda > 70$, то $\varphi = A/\lambda^2$;
10. определим напряжения $\sigma_c = N/(\varphi F_{расч})$;
11. если $\sigma_c < R_c$ прочность обеспечена;
12. если $\sigma_c > R_c$ прочность не обеспечена, увеличиваем диаметр стойки;
13. повторяем пункты 1-12 для второй породы дерева;
14. определяем объем стоек для вариантов и выбираем по меньшему объему.

Информационное обеспечение

1. СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80
2. В.И.Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М.ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 4

Практическая работа 4 Расчет деревянной центрально сжатой стойки

Задание: подобрать сечение центрально сжатой стойки круглого сечения, рассчитать по двум вариантам пород и выбрать оптимальный вариант.

Крепление стойки снизу и сверху- шарнирное.

Высота стойки -5,5м.

Расчетная сила -1000 кН.

Сорт древесины -2/К24.

Порода 1 варианта – сосна веймутова.

Порода 2 варианта – лиственница.

Решение:

Расчет для сосны веймутова

1. задаемся гибкостью $\lambda = 80$;

2. определим коэффициент продольного изгиба $\varphi = A/\lambda^2 = 3000/80^2 = 0,47$,
где коэффициент $A = 3000$ для древесины;

3. найдем расчетную площадь поперечного сечения

$$F_{расч} = N/(\varphi R_c) = 1000/(0,47 * 1,04) = 2046 \text{ см}^2,$$

где N – продольная сила,

$R_{сж} = 16 * 0,65 = 10,4 \text{ МПа} = 1,04 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление древесины сжатию [СП 64.13330.2011, таблица 3 и 4, с.5 и 6];

4. определим диаметр поперечного сечения

$$D = \sqrt{4F_{расч} / \pi} = \sqrt{4 * 2046 / 3,141} = 51,04 \text{ см};$$

Принимаем 52 см.

5. найдем требуемую расчетную площадь поперечного сечения

$$F_{расч} = \pi D^2/4 = 3,141 * 52^2/4 = 2123,32 \text{ см}^2;$$

6. определим радиус инерции

$$r = 0,25D = 0,25 * 52 = 13 \text{ см}$$

расчетную длину стойки $l_0 = \mu l = 1 * 550 = 550 \text{ см}$,

где $\mu = 1$ – коэффициент значение, которого зависит от способа крепления конструкции,

l – геометрическая длина стойки;

7. произведем расчет гибкости $\lambda = l_0/r = 550/13 = 42,31 < \lambda_{пред} = 120$;

8. определим коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 1 - a(\lambda/100)^2 = 1 - 0,8(42,31/100)^2 = 0,86;$$

9. определим напряжения

$$\sigma_c = N/(\varphi F_{расч}) = 1000/(0,86 * 2123,32) = 0,547 \text{ кН/см}^2 < R_c = 1,04 \text{ кН/см}^2;$$

Прочность обеспечена.

Расчет для лиственницы

1. задаемся гибкостью $\lambda = 80$;

2. определим коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = A/\lambda^2 = 3000/80^2 = 0,47,$$

где коэффициент $A = 3000$ для древесины;

3. найдем расчетную площадь поперечного сечения

$$F_{расч} = N / (\varphi R_c) = 1000 / (0,47 * 1,92) = 1108 \text{ см}^2,$$

где N – продольная сила,

$R_{сж} = 16 * 1,2 = 19,2 \text{ МПа} = 1,92 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление древесины сжатию [СП 64.13330.2011, таблица 3 и 4, с.5 и 6];

4. определим диаметр поперечного сечения

$$D = \sqrt{4F_{расч} / \pi} = \sqrt{4 * 1108 / 3,141} = 37,56 \text{ см};$$

Принимаем 38 см.

5. найдем требуемую расчетную площадь поперечного сечения

$$F_{расч} = \pi D^2 / 4 = 3,141 * 38^2 / 4 = 1133,90 \text{ см}^2;$$

6. определим радиус инерции

$$r = 0,25D = 0,25 * 38 = 9,5 \text{ см}$$

расчетную длину стойки $l_0 = \mu l = 1 * 550 = 550 \text{ см}$,

где $\mu = 1$ – коэффициент значение, которого зависит от способа крепления конструкции,

l – геометрическая длина стойки;

7. произведем расчет гибкости $\lambda = l_0 / r = 550 / 9,5 = 57,89 < \lambda_{пред} = 120$;

8. определим коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 1 - a(\lambda / 100)^2 = 1 - 0,8(57,89 / 100)^2 = 0,73;$$

9. определим напряжения

$$\sigma_c = N / (\varphi F_{расч}) = 1000 / (0,73 * 1133,90) = 1,20 \text{ кН/см}^2 > R_c = 1,92 \text{ кН/см}^2;$$

Прочность обеспечена.

Определяем объем стоек для вариантов и выбираем по меньшему объему.

$$V_1 = 0,2123 * 5,5 = 1,17 \text{ м}^3$$

$$V_2 = 0,1134 * 5,5 = 0,62 \text{ м}^3$$

Принимаем для стойки древесину лиственницы.

Практическая работа 5 Расчет железобетонной колонны со случайным эксцентриситетом

Практическая работа выполняется после изучения темы «Расчет железобетонных колонн».

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Расчет железобетонных колонн», научиться производить расчет сжатых железобетонных элементов.

Задание: рассчитать и выполнить чертежи опалубки, армирования и арматурных изделий сжатой колонны по данным таблицы 13. Количество этажей шесть. Нагрузки на перекрытие и покрытие, высоту этажа, сечение колонны взять по данным практической работы 2. Класс арматуры четный вариант – А400, нечетный вариант – А500. Класс ответственности четный вариант – II, нечетный вариант – III.

Таблица 13

| Номер варианта | Класс бетона | Номер варианта | Класс бетона |
|----------------|--------------|----------------|--------------|
| 1 | B30 | 14 | B15 |
| 2 | B15 | 15 | B20 |

| | | | |
|----|-----|----|-----|
| 3 | B20 | 16 | B25 |
| 4 | B25 | 17 | B30 |
| 5 | B30 | 18 | B15 |
| 6 | B15 | 19 | B20 |
| 7 | B20 | 20 | B25 |
| 8 | B25 | 21 | B30 |
| 9 | B30 | 22 | B15 |
| 10 | B15 | 23 | B20 |
| 11 | B20 | 24 | B25 |
| 12 | B25 | 25 | B30 |
| 13 | B30 | | |

Методические указания

Железобетонные элементы могут быть сжаты внешними продольными силами центрально, т.е. по осям поперечного сечения или внецентренно.

В реальных условиях из-за несовершенства геометрических форм элементов конструкций, отклонения их реальных размеров от назначаемых по проекту, неоднородности бетона и других причин происходит внецентренное воздействие сил с так называемыми случайными эксцентриситетами.

Колонны армируются пространственными каркасами, а поверху и понизу арматурными сетками.

Порядок расчета:

1. определяем грузовую площадь A_{gp} , которая равна произведению сетки опор;
2. производим сбор нагрузок, принимая размеры ригеля - высоту $0,1$ пролета, ширину $0,4$ высоты;
3. вычисляем гибкость колонны $\lambda = l_0 / h_c$,
где l_0 – расчетная высота колонны, принимаемая для первого этажа $0,7$ высоты этажа, для последующих равной высоте этажа;
 h_c – высота сечения колонны;
4. по таблице принимаем коэффициент φ
5. определим требуемую площадь сечения продольной арматуры

$$A_{s.tot} = \frac{N}{\varphi \gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}};$$

где N – полная нагрузка на колонну

γ_s – коэффициент работы арматуры;

A – площадь сечения колонны;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию;

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию;

γ_{b2} – коэффициент работы бетона;

6. принимаем диаметр арматуры;

7. проверяем несущую способность колонны

$$N_{fc} = \eta \varphi [A R_b \gamma_{b2} + A_{s.tot} R_{sc}],$$

где η – коэффициент, учитывающий влияние прогиба;

8. сравниваем N_{fc} с N .

9. производим подбор поперечной арматуры, диаметр которой принимаем по таблице 14. Шаг поперечных стержней в каркасе принимаем менее высоты сечения колонны и не более $20d$. Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления принимаем по таблице 14.

Таблица 14

| Диаметр стержня одного направления, мм | Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм | Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления |
|--|---|--|
| 10 | 3 | 75 |
| 12 | 3 | 75 |
| 14 | 4 | 75 |
| 16 | 4 | 75 |
| 18 | 5 | 100 |
| 20 | 5 | 100 |
| 22 | 6 | 100 |
| 25 | 8 | 150 |
| 28 | 8 | 150 |
| 32 | 8 | 150 |
| 36 | 10 | 200 |
| 40 | 10 | 200 |

Информационное обеспечение

- СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003
- В.И. Сетков, Е.П. Сербин Строительные конструкции, М. ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 5

Практическая работа 5 Расчет железобетонной колонны со случайным эксцентриситетом

Задание: рассчитать и выполнить чертежи опалубки, армирования и арматурных изделий сжатой колонны первого этажа. Количество этажей шесть. Нагрузки на перекрытие и покрытие, высоту этажа, сечение колонны взять по данным практической работы 2. Класс арматуры – А400. Класс ответственности – I. Класс бетона В30.

Решение:

- определяем грузовую площадь $A_{cp} = 6 \cdot 3 = 18 \text{ м}^2$;
- производим сбор нагрузок, принимая размеры ригеля – высоту $h = 0,1 \cdot 600 = 60 \text{ см}$, ширину $b = 0,5 \cdot 60 = 30 \text{ см}$; при этих размерах масса ригеля на 1 м равна $hbr = 0,6 \cdot 0,3 \cdot 2500 = 450 \text{ кг}$, а на $1 \text{ м}^2 = 450/3 = 150 \text{ кг}$.

Таблица 14 – Сбор нагрузок

| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка Н/м ² | Коэффициент надежности по нагрузке, γ_n | Расчетная нагрузка Н/м ² |
|--------------|---------------------------------------|--|-------------------------------------|
| Покрытие | | | |

| | | | |
|--|------|-----|-------|
| <u>Постоянная</u> | | | |
| - от водоизоляционного слоя | 75 | 1,2 | 90 |
| - от стяжки 0,015*1800*10 | 270 | 1,3 | 351 |
| - от утеплителя 0,15*800*10 | 1200 | 1,3 | 1560 |
| - от пароизоляции | 30 | 1,2 | 36 |
| - от ребристой панели 0,11*2500*10 | 2750 | 1,1 | 3025 |
| - от ригеля | 1500 | 1,1 | 1650 |
| Итого постоянная | 5825 | | 6712 |
| <u>Временная</u> | | | |
| Снеговая г. Самара IV снеговой район 0,7*240*10=1680 | | | |
| длительная 0,7*1680 | 1176 | 1,4 | 1646 |
| кратковременная 0,3*1680 | 504 | 1,4 | 706 |
| Итого временная | 1680 | | 2352 |
| Итого полная | 7505 | | 9064 |
| <u>Перекрытие</u> | | | |
| <u>Постоянная</u> | | | |
| - от плиточного пола 0,015*2000*10 | 300 | 1,1 | 330 |
| - цементной стяжки 0,02*2000*10 | 400 | 1,3 | 520 |
| - от шлакобетона 0,06*1500*10 | 900 | 1,3 | 1200 |
| -от ребристой панели 0,11*2500*10 | 2750 | 1,1 | 3025 |
| - от ригеля | 1500 | 1,1 | 1650 |
| Итого постоянная | 5850 | | 6725 |
| <u>Временная</u> | | | |
| длительная | 1400 | 1,2 | 1680 |
| кратковременная | 2600 | 1,2 | 3120 |
| Итого временная | 4000 | | 4800 |
| Итого полная | 9850 | | 11525 |

Собственный расчетный вес колонн со второго по шестой этаж

$$G_{2-6} = 0,4 * 0,4 * 4,2 * 25000 * 1,1 = 18480H$$

Собственный расчетный вес колонн первого этажа с учетом заделки в фундамент $G_1 = 0,4 * 0,4 * (4,2 + 0,6) * 25000 * 1,1 = 21120H$

Нагрузку от перекрытия и покрытия на колонну получаем путем умножения на грузовую площадь.

Таблица 15 – Подсчет нагрузки на колонну

| Этаж | Нормативная нагрузка от покрытия и перекрытия, кН | Собственный вес колонн, кН | Расчетная суммарная нагрузка, кН |
|------|---|----------------------------|----------------------------------|
| 6 | $9,064*18=163,152$ | 18,48 | $163,152+18,48=181,632$ |
| 5 | $11,512*18+163,152=370,368$ | $18,48+18,48=36,96$ | $370,368+36,96=407,328$ |
| 4 | 577,584 | 55,44 | 633,024 |
| 3 | 784,800 | 73,92 | 858,72 |
| 2 | 992,016 | 92,40 | 1084,416 |
| 1 | 1199,232 | $92,40+21,12=113,52$ | 1312,752 |

Так как класс ответственности здания I усилия на колонну первого этажа с учетом $\gamma_n=1$, будут равны:

$$N=1312,752*1=1313\text{кН}$$

3. вычисляем гибкость

$$\lambda=l_0/h_c=340/40=8,5;$$

$l_0=0,7*(4,2+0,6)=3,4\text{м}=340\text{см}$ – расчетная высота колонны,

$h_c=400\text{мм}=40\text{см}$ – высота сечения колонны;

4. принимаем коэффициенты $\varphi=0,911$ [СП 63.13330.2012 таблица 8.1]

5. определим требуемую площадь сечения продольной арматуры

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\varphi\gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{1313000}{0,911*1*350(100)} - 1600 \frac{17*0,9}{350} = -28,76\text{см}^2;$$

где $\gamma_s=1$;

$R_{sc}=350\text{МПа}$ [СП 63.13330.2012 таблица 6.14];

$R_b=17\text{МПа}$ [СП 63.13330.2012 таблица 6.8];

$\gamma_{b2}=0,9$ [СП 63.13330.2012 п.6.1.12б таблица15];

$A=40*40=1600\text{см}^2$;

6. так как $A_{s,tot} < 0$ принимаем диаметр арматуры конструктивно $4\phi 16 A400$
 $\Sigma A_s=8,04\text{ см}^2$ [В.И. Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, приложение 3, с.446]

7. проверяем несущую способность колонны

$$N_{fc} = \eta\varphi[AR_b\gamma_{b2} + (A_s + A'_s)R_{sc}] = 1*0,911[1600*17(100)0,9 + 8,04*350(100)] = 2486483\text{Н} = 2487\text{кН}$$

где $\eta=1$ – коэффициент, учитывающий влияние прогиба;

8. $N_{fc}=2487\text{кН} > N=1313\text{кН}$, следовательно несущая способность сечения достаточна.

9. Поперечная арматура в соответствии с данными таблицы принята $4B500$ с шагом $300\text{мм} < 20d=20*16=320\text{мм}$ и меньше высоты сечения колонны 400мм

Пример выполнения чертежей смотри рисунки 2 и 3.

Практическая работа 6 Расчет кирпичного центрально сжатого
неармированного (армированного) столба

Практическая работа выполняется после изучения темы «Расчет кирпичных столбов».

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Расчет кирпичных столбов», научиться рассчитывать каменные и армокаменные конструкции.

Задание: определить несущую способность и необходимое сетчатое армирование центрально – нагруженного кирпичного столба по данным таблицы 16, выполнить чертеж армированного столба и кладочной сетки. Кирпич керамический сплошной пластического прессования для всех вариантов.

Таблица 16

| Номер варианта | Продольная сила, кН | Высота, м | Сечение, см*см | Марка кирпича | Марка раствора |
|----------------|---------------------|-----------|----------------|---------------|----------------|
| 1 | 960 | 5,6 | 64*64 | 150 | 50 |
| 2 | 680 | 4,73 | 51*51 | 100 | 25 |
| 3 | 700 | 4,65 | 51*64 | 125 | 75 |
| 4 | 810 | 4,37 | 51*64 | 150 | 75 |
| 5 | 560 | 4,89 | 64*64 | 125 | 75 |
| 6 | 730 | 5,2 | 51*51 | 100 | 75 |
| 7 | 720 | 4,48 | 51*64 | 150 | 25 |
| 8 | 470 | 3,9 | 64*64 | 100 | 50 |
| 9 | 740 | 5,35 | 51*51 | 125 | 50 |
| 10 | 650 | 5,81 | 51*64 | 150 | 25 |
| 11 | 510 | 4,53 | 64*64 | 100 | 25 |
| 12 | 540 | 4,4 | 51*51 | 125 | 25 |
| 13 | 970 | 4,92 | 51*64 | 100 | 50 |
| 14 | 450 | 3,85 | 64*64 | 100 | 25 |
| 15 | 720 | 5,3 | 51*51 | 125 | 25 |
| 16 | 950 | 5,76 | 51*51 | 100 | 50 |
| 17 | 670 | 4,34 | 64*64 | 150 | 75 |
| 18 | 690 | 4,85 | 51*51 | 100 | 75 |
| 19 | 800 | 5,15 | 51*64 | 125 | 25 |
| 20 | 670 | 5,5 | 64*64 | 150 | 25 |
| 21 | 530 | 4,68 | 51*51 | 100 | 25 |
| 22 | 560 | 4,61 | 51*64 | 125 | 50 |
| 23 | 660 | 4,5 | 64*64 | 150 | 50 |
| 24 | 710 | 4,65 | 51*51 | 100 | 50 |
| 25 | 550 | 4,59 | 51*64 | 125 | 75 |

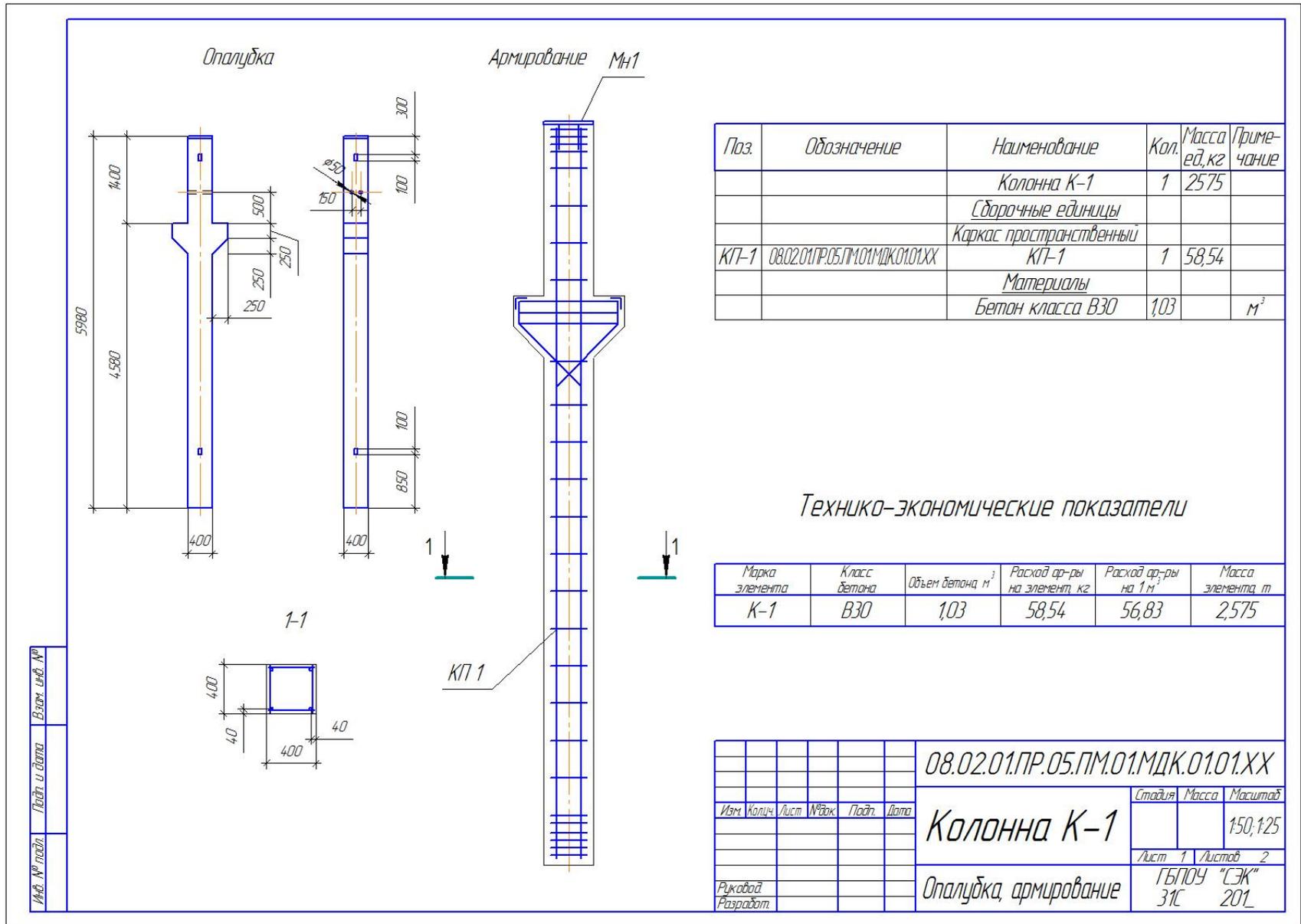


Рисунок 2

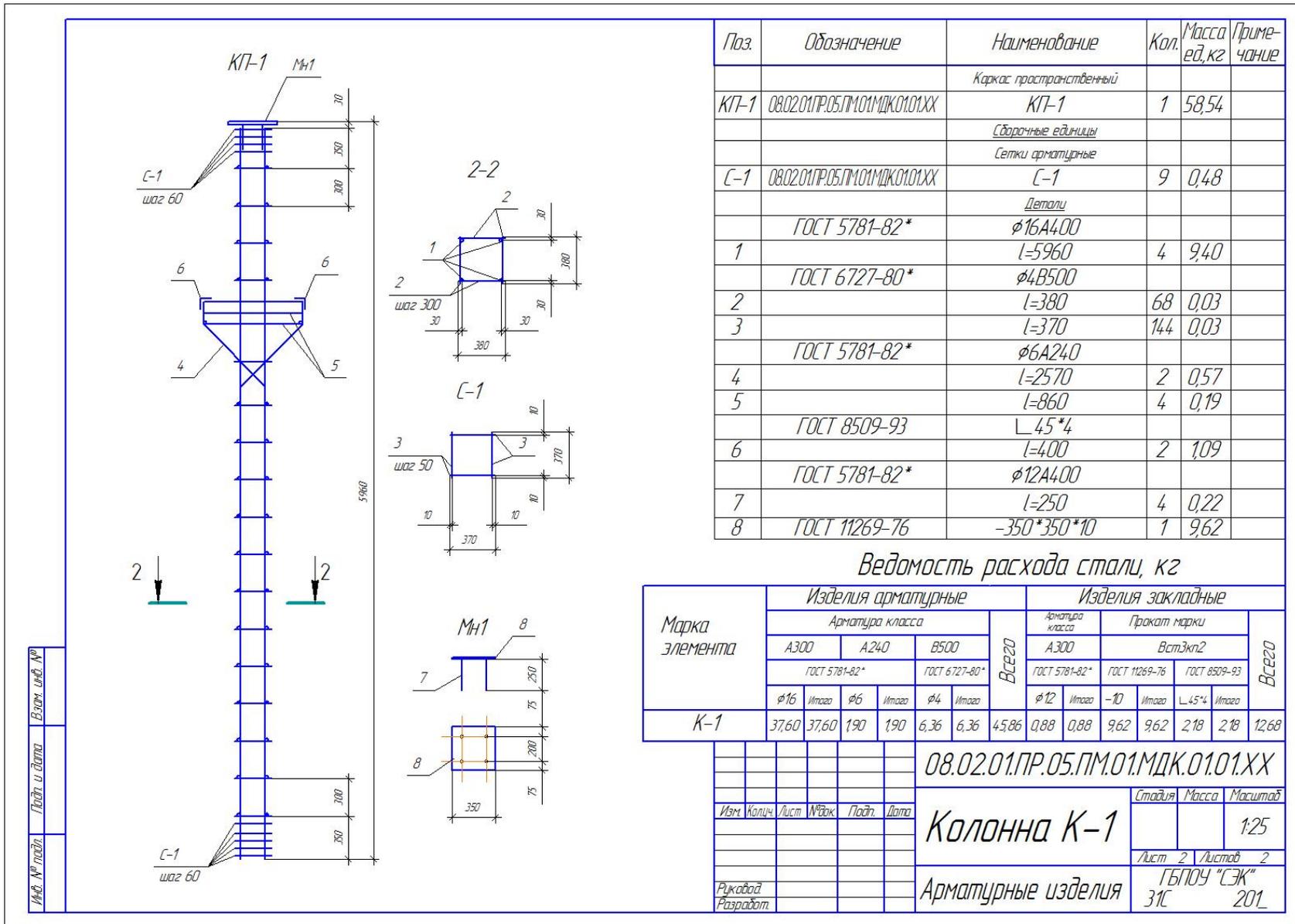


Рисунок 3

Методические указания

Кирпичные или каменные столбы применяются при строительстве гражданских и промышленных зданий.

При расчете кирпичных столбов могут различаться следующие расчетные случаи:

1. неармированная кирпичная кладка;
2. армированная кирпичная кладка.

Армированная кирпичная кладка разделяется по способу армирования:

- с поперечным армированием арматурными сетками;
- с продольным армированием арматурными стержнями.

Порядок расчета:

1. определим площадь сечения столба A ;
2. определим расчетное сопротивление кладки $R' = \gamma_c R$,
где γ_c – коэффициент условия работы;
 R – расчетное сопротивление сжатию кладки;
3. определим несущую способность неармированного столба
 $N_\phi = m_q \phi R A$,
где m_q – коэффициент, учитывающий влияние прогиба, принимаемый по п.7.1[1];
 ϕ – коэффициент продольного изгиба, который зависит от упругой характеристики α и гибкости столба λ ;
4. если $N_\phi > N$ расчет окончен, если $N_\phi < N$ производим расчет армированного столба;
5. определим расчетное сопротивление сжатию армированной кладки
 $R_{sk} = R' + 2\mu R_s / 100$,
где μ - необходимый процент армирования;
 R_s – расчетное сопротивление арматуры;
6. средний предел прочности армированной сетками кладки $2R'$
7. $R_{sku} = k R' + (2\mu R_{sn}) / 100$,
где R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры;
8. определим несущую способность армированного сетками столба
 $N_\phi = m_q \phi R_{sk} A$;
9. если $N_\phi > N$ расчет окончен, если $N_\phi < N$ увеличиваем размеры столба.

Информационное обеспечение

1. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*
2. В.И. Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М.ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 6

Практическая работа 6 Расчет кирпичного центрально сжатого неармированного (армированного) столба.

Задание: определить несущую способность и необходимое сетчатое армирование центрально – нагруженного, выполнить чертеж армированного

столба и кладочной сетки.

Продольная сила – 500 кН .

Высота – $5,4 \text{ м}$.

Сечение – $51 * 51 \text{ см}$.

Марка кирпича – 100 .

Марка раствора – 75 .

Кирпич керамический сплошной пластического прессования.

Решение:

1. определим площадь сечения столба $A = 0,51 * 0,51 = 0,26 \text{ м}^2 < 0,3 \text{ м}^2$;
2. определим расчетное сопротивление кладки $R' = \gamma_c R = 0,8 * 1,7 = 1,36 \text{ МПа}$,
где $\gamma_c = 0,8$ – коэффициент условия работы;
 $R = 1,7 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление сжатию кладки [СП 15.13330.2012, таблица 2];
3. определим несущую способность неармированного столба
 $N_{\phi} = m_q \phi R' A = 1 * 0,87 * 1,36 * 10^6 * 0,26 = 309000 \text{ Н} = 309 \text{ кН}$,
где $m_q = 1$ – коэффициент, учитывающий влияние прогиба, т.к. толщина столба больше 30 см ;
 $\phi = 0,87$ – коэффициент продольного изгиба [СП 15.13330.2012, таблица 19];
при упругой характеристики $\alpha = 1000$ [СП 15.13330.2012, таблица 16]
и гибкости столба $\lambda_h = 540/51 = 10,6$;
4. $N_{\phi} = 309 \text{ кН} < N = 500 \text{ кН}$, следовательно производим расчет армированного столба;
5. Принимаем сетки с ячейками $c = 6 * 6 \text{ см}$ из арматуры $4B500$ с шагом $s = 15 \text{ см}$,
тогда $\mu = (2A_s / cs) 100 = (2 * 0,126 / 6 * 15) 100 = 0,28\%$ – необходимый процент армирования;
6. определим расчетное сопротивление сжатию армированной кладки
 $R_{sk} = R' + 2\mu R_s \gamma_{cs} / 100 = 1,36 + 2 * 0,28 * 435 * 0,6 / 100 = 2,82 \text{ МПа}$
где $R_s = 435 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление арматуры [СП 63.13330.2012, таблица 6.14];
 $\gamma_{cs} = 0,6$ – коэффициент условия работы [СП 15.13330.2012, таблица 14]
 $R_u = kR' = 2R' = 2 * 1,36 = 2,72 \text{ МПа}$ – средний предел прочности армированной сетками кладки;
7. $R_{sku} = kR' + (2\mu R_{sn}) / 100 = 2,72 + (2 * 0,28 * 500) / 100 = 5,52 \text{ МПа}$,
где $R_{sn} = 500 \text{ МПа}$ – нормативное сопротивление арматуры [СП 63.13330.2012, таблица 6.13];
8. определим несущую способность армированного сетками столба
 $N_{\phi} = m_q \phi R_{sk} A = 1 * 0,738 * 2,82 * 10^6 * 0,26 = 541102 \text{ Н} = 541,102 \text{ кН} > N = 500 \text{ кН}$;

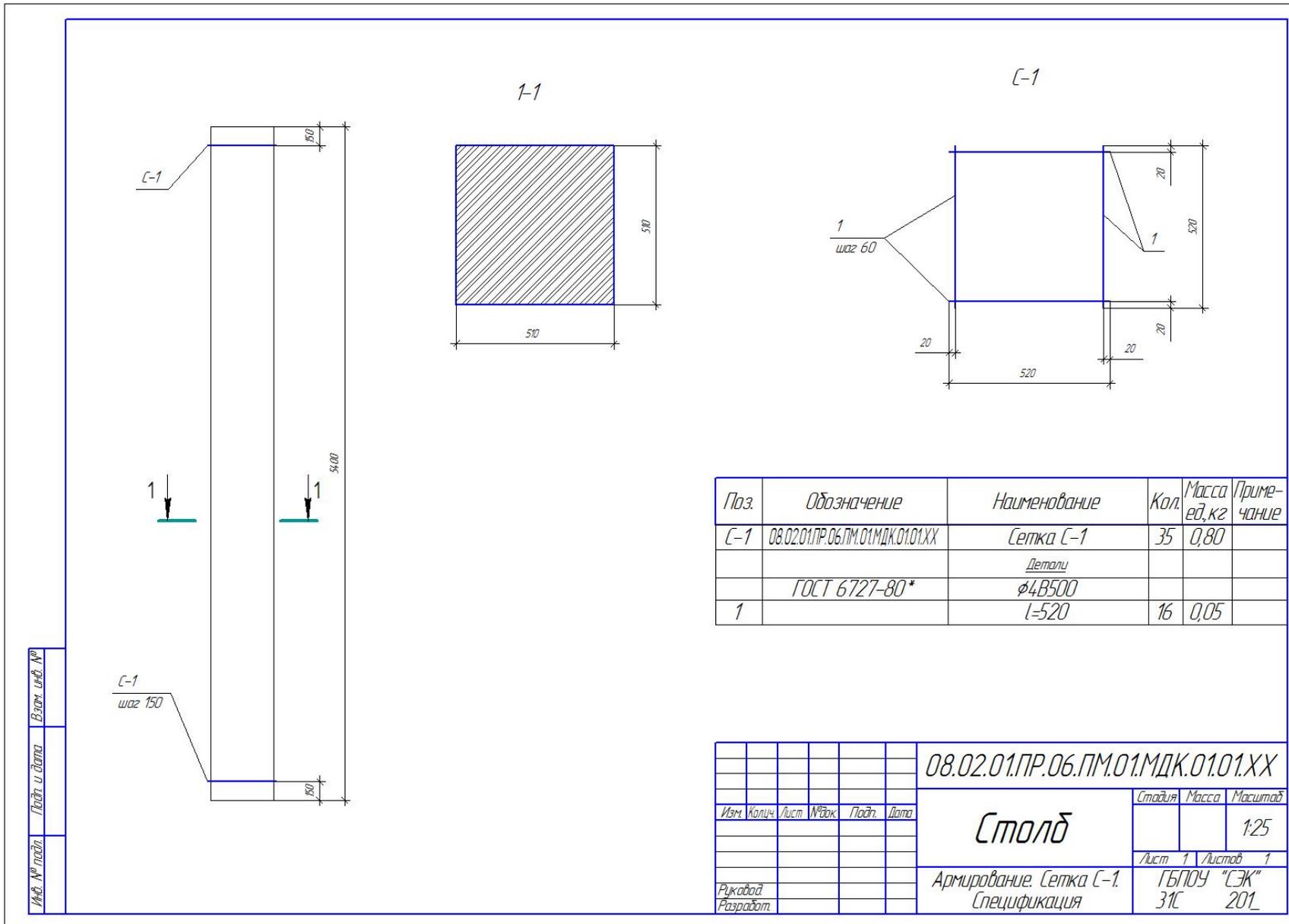


Рисунок 4

где $\varphi=0,738$ [СП 15.13330.2012,таблица 19] при упругой характеристики $\alpha_{sk}=\alpha(R_{st}/R_{sku})=1000(2,72/5,52)=493$ и $\lambda_h=540/51=10,6$.

Условие соблюдается, прочность столба, армированного сетками, обеспечена.

Пример выполнения чертежа смотри рисунок 4.

Основы расчета строительных конструкций, работающих на изгиб

Практическая работа 7 Расчет стальной балки

Практическая работа выполняется после изучения темы «Расчет стальных балок».

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Расчет стальных балок», научиться производить расчет прокатных балок.

Задание: произвести расчет прокатной балки по данным таблицы 17. Балка выполнена из прокатного двутавра.

Нагрузку на перекрытие взять из практической работы 2.

Коэффициент условия работы $\gamma_c=0,95$.

Марка стали: четные варианты С255, нечетные варианты С245.

Таблица 17

| № варианта | Пролет балки настила, м | Шаг балок настила, м | Допустимый относительный прогиб балки настила |
|------------|-------------------------|----------------------|---|
| 1 | 5,7 | 2,1 | 1/300 |
| 2 | 6,4 | 2,2 | 1/400 |
| 3 | 7,3 | 2,3 | 1/500 |
| 4 | 6,6 | 1,7 | 1/150 |
| 5 | 6,5 | 1,8 | 1/200 |
| 6 | 7,2 | 1,9 | 1/150 |
| 7 | 5,5 | 1,3 | 1/300 |
| 8 | 5,2 | 1,8 | 1/400 |
| 9 | 7,6 | 1,6 | 1/200 |
| 10 | 6,1 | 1,5 | 1/200 |
| 11 | 5,3 | 1,7 | 1/150 |
| 12 | 7,8 | 1,6 | 1/250 |
| 13 | 5,4 | 1,9 | 1/200 |
| 14 | 6,3 | 1,3 | 1/150 |
| 15 | 7,4 | 1,4 | 1/300 |
| 16 | 5,1 | 1,2 | 1/400 |
| 17 | 5,0 | 2,4 | 1/500 |
| 18 | 5,6 | 2,9 | 1/250 |
| 19 | 7,5 | 1,2 | 1/200 |
| 20 | 6,7 | 2,7 | 1/300 |
| 21 | 5,8 | 1,4 | 1/500 |
| 22 | 7,1 | 2,5 | 1/400 |
| 23 | 7,7 | 2,6 | 1/500 |

| | | | |
|----|-----|-----|-------|
| 24 | 6,2 | 1,5 | 1/250 |
| 25 | 6,8 | 2,8 | 1/400 |

Методические указания

Балки являются одним из наиболее часто применяемых элементов конструкций. Они широко используются в покрытиях, междуэтажных перекрытиях зданий, в подкрановых эстакадах, в рабочих площадках промышленных цехов, в мостах и других сооружениях. По типу поперечного сечения балки бывают двутавровые, швеллерные и коробчатые. По статической схеме балки делятся на разрезные и неразрезные. По способу изготовления прокатные и составные.

Балочной клеткой называется система перекрестных балок, предназначенная для опирания настила при устройстве перекрытия над какой-либо площадью. Различают следующие типы балочных клеток: упрощенная, нормальная и усложненная. В упрощенной схеме используют только главные балки. В нормальном типе – главные и поперечные вспомогательные балки. В усложненной схеме используют три вида балок: главные, вспомогательные и балки настила.

Порядок расчета:

Расчет прокатной балки:

- определяем нормативную и расчетную погонную нагрузки на балку;
- определяем действующие усилия $M_{n,max}$; M_{max} ; $Q_{n,max}$; Q_{max}
где $M_{n,max}$ – нормативный изгибающий момент;
 M_{max} – расчетный изгибающий момент;
 $Q_{n,max}$ – нормативная поперечная сила;
 Q_{max} – расчетная поперечная сила;
- определяем момент сопротивления $W_{mp} = M_{max} / (1,12 R_y \gamma_c)$
где R_y – расчетное сопротивление стали;
 γ_c – коэффициент условия работы;
- по сортаменту подбираем прокатную балку;
- проверяем прочность подобранного сечения по нормальным и касательным напряжениям $\sigma = M_{max} / (1,12 W_x) < R_y \gamma_c$ и $\tau_{\omega} = (Q_{max} S) / (I_x s) < R_s \gamma_c$
где W_x – момент сопротивления подобранного сечения,
 S – статический момент полусечения,
 I_x – момент инерции,
 s – толщина стенки,
 $R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$ – расчетное сопротивление стали сдвигу
где R_{yn} – нормативное сопротивление стали
 γ_m – коэффициент надежности по материалу;
- Проверка жесткости подобранного сечения $f/l = (M_{n,max} l) / (10 E I_x)$,
где l – пролет балки;
 E – модуль упругости стали;
если

| | |
|-----------------------------|-------------------------|
| $f/l > f/l_{lim}$ | $f/l < f/l_{lim}$ |
| устойчивость не обеспечена | устойчивость обеспечена |
| принимается больший профиль | |

Информационное обеспечение

1. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*
2. В.И.Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М. ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 7

Практическая работа 7 Расчет стальной балки

Задание: произвести расчет прокатной балки Вспомогательная балка выполнена из прокатного двутавра. Нагрузку на перекрытие взять из практической работы 2.

Коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,9$.

Марка стали: С345.

Пролет балки 6 м .

Шаг балок $3,5\text{ м}$.

Допустимый относительный прогиб балки $[f/l] = 1/250$.

1. Нагрузки на 1 м балки:

нормативная $q_n = 8,35 * 3,5 = 29,23 \text{ кН/м}$;

расчетная $q = 9,875 * 3,5 = 34,56 \text{ кН/м}$;

2. определяем действующие усилия

нормативный изгибающий момент

$M_{n,max} = (q_n l^2) / 8 = (29,23 * 6^2) / 8 = 131,54 \text{ кН м}$;

расчетный изгибающий момент $M_{max} = (q l^2) / 8 = (34,56 * 6^2) / 8 = 155,52 \text{ кН м}$;

нормативная поперечная сила $Q_{n,max} = (q_n l) / 2 = (29,23 * 6) / 2 = 87,69 \text{ кН}$;

расчетная поперечная сила $Q_{max} = (q l) / 2 = (34,56 * 6) / 2 = 103,68 \text{ кН}$;

3. определяем момент сопротивления

$W_{mp} = M_{max} / (1,12 R_y \gamma_c) = (155,52 * 100) / (1,12 * 31,0 * 0,9) = 497,7 \text{ см}^3$

4. где $R_y = 310 \text{ МПа} = 31,0 \text{ кН/см}^2$ [СП 16.13330.2011 Стальные конструкции.

таблица В.5];

$\gamma_c = 0,9$;

4. по сортаменту подбираем прокатную балку с параллельными поясами

$\text{№}35\text{Б1}$ со следующими данными: момент сопротивления подобранного сечения

$W_x = 581,7 \text{ см}^3$; момент инерции $I_x = 10060 \text{ см}^4$; статический момент полусечения

$S_x = 328,6 \text{ см}^3$; толщина стенки $s = 6,2 \text{ мм}$ [сортамент]

5. проверяем прочность подобранного сечения:

по нормальным напряжениям

$\sigma = M_{max} / (1,12 W_x) = (155,52 * 100) / (1,12 * 581,7) = 23,87 \text{ кН/см}^2$

$R_y \gamma_c = 31,0 * 0,9 = 27,9 \text{ кН/см}^2$

$\sigma = 23,87 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 27,9 \text{ кН/см}^2$

и касательным напряжениям

$\tau_w = (Q_{max} S) / (I_x s) = (103,68 * 328,6) / (10060 * 0,62) = 5,46 \text{ кН/см}^2$

$< R_s \gamma_c = 17,95 * 0,9 = 16,16 \text{ кН/см}^2$

где $R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m = 0,58 * 325 / 1,05 = 179,52 \text{ МПа} = 17,95 \text{ кН/см}^2$ - расчетное сопротивление стали сдвигу,

где $R_{yn} = 325 \text{ МПа}$ - нормативное сопротивление стали [СП 16.13330.2011, таблица В1];

$\gamma_m = 1,05$ коэффициент надежности по материалу;

Прочность подобранного сечения достаточна.

6. Проверка жесткости подобранного сечения

$$f/l = (M_{n,max} l) / (10E I_x) = (131,54 * 10^2 * 6 * 10^2) / (10 * 2,1 * 10^4 * 10060) = 1/267,$$

где $E = 2,1 * 10^5 \text{ МПа} = 2,1 * 10^4 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости стали;

$f/l = 1/267 < f/l_{lim} = 1/250$ – следовательно, общая устойчивость балки обеспечена.

Практическая работа 8 Расчет деревянной балки

Практическая работа выполняется после изучения темы «Расчет деревянных балок».

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Расчет деревянных балок», научиться производить расчет деревянных балок.

Задание: подобрать сечение деревянной балки из цельной древесины по данным таблицы 18. Класс ответственности здания II для всех вариантов.

Таблица 18

| Номер варианта | Шаг балок, м | Расчетная длина балки, м | Нормативная нагрузка, кПа | Расчетная нагрузка, кПа | Порода | Сорт/класс |
|----------------|--------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|----------------|------------|
| 1 | 1,3 | 5,3 | 4,8 | 5,8 | Ясень | 3/К16 |
| 2 | 1,7 | 6,0 | 2,4 | 3,3 | Пихта | 1/К26 |
| 3 | 1,8 | 5,2 | 2,5 | 3,4 | Сосна | 2/К24 |
| 4 | 1,9 | 5,5 | 2,6 | 3,6 | Дуб | 3/К16 |
| 5 | 1,1 | 5,4 | 4,9 | 5,9 | Акация | 1/К26 |
| 6 | 1,8 | 5,6 | 2,7 | 3,7 | Ясень | 1/К26 |
| 7 | 1,6 | 5,1 | 2,8 | 3,8 | Акация | 2/К24 |
| 8 | 1,5 | 5,4 | 2,9 | 3,9 | Листвен. | 3/К16 |
| 9 | 1,7 | 5,9 | 3,0 | 4,0 | Ель | 1/К26 |
| 10 | 1,9 | 5,1 | 3,1 | 4,1 | Береза | 2/К24 |
| 11 | 1,5 | 5,3 | 4,6 | 5,6 | Липа | 1/К26 |
| 12 | 1,3 | 5,0 | 3,2 | 4,2 | Акация | 3/К16 |
| 13 | 1,4 | 5,6 | 3,3 | 4,3 | Вяз | 1/К26 |
| 14 | 1,2 | 5,5 | 3,4 | 4,4 | Ольха | 2/К24 |
| 15 | 1,1 | 5,7 | 3,6 | 4,5 | Липа | 3/К16 |
| 16 | 1,2 | 5,8 | 3,7 | 4,6 | Пихта | 1/К26 |
| 17 | 1,3 | 5,1 | 3,8 | 4,7 | Ясень | 2/К24 |
| 18 | 1,4 | 5,7 | 3,9 | 4,8 | Кедр Кр.кр | 3/К16 |
| 19 | 1,9 | 5,2 | 4,0 | 4,9 | Листвен. евр. | 1/К26 |
| 20 | 1,6 | 5,6 | 4,7 | 5,7 | Вяз | 2/К24 |
| 21 | 1,2 | 5,8 | 4,1 | 5,1 | Листвен. япон. | 2/К24 |
| 22 | 1,3 | 5,2 | 4,2 | 5,3 | Бук | 3/К16 |
| 23 | 1,7 | 5,8 | 4,3 | 5,0 | Ильм | 1/К26 |
| 24 | 1,8 | 5,7 | 4,4 | 5,4 | Граб | 2/К24 |

| | | | | | | |
|----|-----|-----|-----|-----|-----|-------|
| 25 | 1,4 | 5,4 | 4,5 | 5,5 | Бук | 3/К16 |
|----|-----|-----|-----|-----|-----|-------|

Методические указания

Деревянные балки применяются в малоэтажном строительстве в перекрытиях, при устройстве скатных крыш, в промышленных зданиях с химически агрессивной средой и т.п.

Балки могут выполняться из цельной древесины, составными или клееными.

Порядок расчета

1. определяем нормативную и расчетную погонную нагрузки на балку;

2. определяем действующие усилия M ; Q ,

где M – расчетный изгибающий момент;

Q – расчетная поперечная сила;

3. определяем момент сопротивления $W_x = M / R_u$

где R_u – расчетное сопротивление изгибу с учетом коэффициента m_n ;

4. принимаем ширину балки b ;

5. определяем высоту балки $h = \sqrt{\frac{6W_x}{b}}$

6. принимаем сечение балки с учетом сортамента пиломатериалов;

7. определяем фактическое значение момента сопротивления

$W_x = \frac{bh^2}{6}$, статического момента инерции $S_x = 0,5bh \frac{h}{4}$ и момента инерции $I_x = \frac{bh^3}{12}$

8. проверяем прочность подобранного сечения по нормальным и касательным напряжениям $\sigma = M/W_x < R_u$ и $\tau_w = (QS_x)/(I_x b) < R_{ск}$

где $R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию с учетом коэффициента m_n ;

Информационное обеспечение

- СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80
- В.И. Сетков, Е.П. Сербин Строительные конструкции, М.ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 8

Практическая работа 8 Расчет деревянной балки

Задание: подобрать сечение деревянной балки из цельной древесины.

Класс ответственности здания II.

Шаг балок – 1,2 м.

Расчетная длина балки – 4,5 м.

Нормативная нагрузка – 3,5 кПа.

Расчетная нагрузка – 4,8 кПа.

Порода – кедр сибирский.

Сорт/класс – 2/К24.

Решение:

1. определяем нормативную и расчетную погонную нагрузки на балку с учетом собственного веса l м балки $g^n = 0,25$ кН/м;

$g = g^n \gamma_f = 0,25 * 1,1 = 0,275$ кН/м

$$q^n = q^n_{\text{перекр.}} \cdot b + g^n = 3,5 * 1,2 + 0,25 = 4,45 \text{ кН/м}$$

$$q = q_{\text{перекр.}} \cdot b + g = 4,8 * 1,2 + 0,275 = 6,03 \text{ кН/м}$$

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

$$q = 6,03 * 0,95 = 5,75 \text{ кН/м}$$

2. определяем действующие усилия:

$$M = (q l^2) / 8 = (6,03 * 4,5^2) / 8 = 15,26 \text{ кНм} - \text{ расчетный изгибающий момент};$$

$$Q = (q l) / 2 = (6,03 * 4,5) / 2 = 13,56 \text{ кН}; - \text{ расчетная поперечная сила};$$

2. определяем момент сопротивления

$$W_x = M / R_u = 1526 / 1,35 = 1130,37 \text{ см}^3$$

где $R_u = 15 * 0,9 = 13,5 \text{ МПа} = 1,35 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу с учетом коэффициента m_n [СП 64.13330.2011, таблицы 3,4 с.5,6];

4. принимаем ширину балки $b = 15 \text{ см};$

$$5. \text{ определяем высоту балки } h = \sqrt{\frac{6W_x}{b}} = \sqrt{\frac{6 * 1130,37}{15}} = 21,26 \text{ см}$$

6. принимаем сечение балки с учетом сортамента пиломатериалов $b = 15 \text{ см};$
 $h = 22,5 \text{ см}$ [сортамент].

7. определяем фактические значения:

$$\text{момента сопротивления } W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 * 22,5^2}{6} = 1265,62 \text{ см}^3,$$

$$\text{статического момента инерции } S_x = 0,5bh \frac{h}{4} = 0,5 * 15 * 22,5 \frac{22,5}{4} = 949,21 \text{ см}^3 \quad \text{и}$$

$$\text{момента инерции } I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 * 22,5^3}{12} = 14238,28 \text{ см}^4$$

8. проверяем прочность подобранного сечения:

по нормальным напряжениям

$$\sigma = M / W_x = 1526 / 1265,62 = 1,20 \text{ кН/см}^2 < R_u = 1,35 \text{ кН/см}^2$$

по касательным напряжениям

$$\tau_{\omega} = (QS_x) / (I_x b) = (13,56 * 949,21) / (14238,28 * 15) = 0,06 \text{ кН/см}^2 < R_{ск} = 0,144 \text{ кН/см}^2$$

где $R_{ск} = 1,6 * 0,9 = 1,44 \text{ МПа} = 0,144 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление скалыванию с учетом коэффициента m_n [СП 64.13330.2011, таблицы 3,4 с.5,6];

Прочность обеспечена.

Практическая работа 9 Расчет железобетонной балки

Практическая работа выполняется после изучения темы «Расчет железобетонных балок».

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Расчет железобетонных балок», научиться производить расчет и конструирование железобетонной балки прямоугольного сечения

Задание: определить размеры сечения и площадь сечения рабочей арматуры по данным таблицы 19. Нагрузку на перекрытие взять по данным сбора нагрузок практической работы 2. Класс арматуры четный вариант – А400, нечетный вариант – А500. Класс ответственности четный вариант – III, нечетный вариант – II.

Таблица 19

| Номер варианта | Пролет, м | Шаг, м | Класс бетона |
|----------------|-----------|--------|--------------|
| 1 | 9,0 | 5,0 | B60 |
| 2 | 7,0 | 4,5 | B20 |
| 3 | 7,6 | 4,6 | B30 |
| 4 | 4,8 | 4,7 | B40 |
| 5 | 5,6 | 4,8 | B50 |
| 6 | 6,4 | 4,9 | B60 |
| 7 | 8,0 | 2,3 | B20 |
| 8 | 8,2 | 2,4 | B30 |
| 9 | 8,8 | 2,5 | B40 |
| 10 | 7,8 | 2,6 | B50 |
| 11 | 8,4 | 4,2 | B60 |
| 12 | 9,0 | 3,7 | B20 |
| 13 | 8,0 | 3,8 | B30 |
| 14 | 4,2 | 3,9 | B40 |
| 15 | 5,0 | 4,0 | B50 |
| 16 | 5,8 | 5,0 | B60 |
| 17 | 6,6 | 4,9 | B20 |
| 18 | 4,4 | 2,7 | B30 |
| 19 | 5,2 | 3,6 | B40 |
| 20 | 6,0 | 2,8 | B50 |
| 21 | 6,8 | 2,9 | B60 |
| 22 | 7,4 | 3,0 | B20 |
| 23 | 4,6 | 3,3 | B30 |
| 24 | 5,4 | 3,4 | B40 |
| 25 | 6,2 | 3,5 | B50 |

Методические указания

К изгибаемым элементам относятся плиты и балки.

Балки служат опорами для плит и являются основой перекрытий. Высоту балок прямоугольного сечения принимают при высоте их до 50-60 см кратной 5см, а при большей высоте- кратной 10см. Ширина балок составляет 0,25...0,5 высоты.

Армируются балки сварными или вязаными каркасами. Продольная рабочая арматура балок должна приниматься диаметром не менее 10 и не более 40мм.

Если по расчету практической работы не требуется сжатая арматура, то принимать ее необходимо конструктивно. Поперечную арматуру принимаем по таблице 14. Шаг поперечных стержней в каркасе в $\frac{1}{4}$ пролета на опорных участках 150мм, в пролете - 300мм. Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления принимаем по таблице 14.

Последовательность расчета:

1. определяем высоту балки $h = 0,1l$,

где l – пролет балки;

2. определяем ширину балки $b = 0,5h$;

3. определяем собственный вес 1 метра балки $g = h b \gamma \gamma_f$,

где γ – усредненный вес железобетона, равный 25000 Н/м^3

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

1. определяем погонную нагрузку с учетом собственного веса балки

$$q_p = qb + g,$$

где q – полная расчетная нагрузка на перекрытие (практическая работа 2);

5. определяем изгибающий момент

$$M = (q_p l^2) / 8;$$

6. находим коэффициент $\alpha_m (A_0)$ при оптимальном $\xi = 0,35$;

7. определяем рабочую высоту балки $h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}}$,

где R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию;

8. сравниваем расчетную высоту балки с принятой рабочей высотой, при этом $h_0 = h - a$,

где a – расстояние от растянутого края сечения до центра тяжести площади растянутой арматуры, $a = 4 \text{ см}$

и принимаем наибольшую рабочую высоту;

9. вычисляем коэффициент $\alpha_m (A_0) = \frac{M}{R_b b h_0^2}$

10. сравниваем $\alpha_m (A_0)$ с $A_{OR} (A_{0max})$;

11. если $A_0 < A_{0max}$ расчет сжатой арматуры не производим и выполняем расчет по пунктам 12-15;

12. находим коэффициенты ξ и η ;

13. сравниваем ξ и ξ_R ;

14. определяем площадь поперечного сечения рабочей арматуры

$$A_s = M / (R_s h_0),$$

где R_s – расчетное сопротивление растянутой продольной арматуры;

15. принимаем по A_s диаметр продольной арматуры

16. если $A_0 > A_{0max}$ производим расчет сжатой и растянутой арматуры по пунктам 17-19;

17. определяем площадь поперечного сечения сжатой арматуры

$$A'_s = (M - A_{0max} R_b b h_0^2) / R_{sc} (h_0 - a'),$$

где R_{sc} – расчетное сопротивление сжатой арматуры

a' – расстояние от сжатого края сечения до центра тяжести площади сжатой арматуры, $a = 4 \text{ см}$;

18. определяем площадь поперечного сечения растянутой арматуры

$$A_s = (\eta R R_b b h_0 + R_{sc} A'_s) / R_s;$$

19. принимаем по A'_s и A_s сжатую и растянутую арматуру.

Информационное обеспечение

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003
2. В.И. Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М. ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 9

Практическая работа 9 Расчет железобетонной балки

Задание: определить размеры сечения и площадь сечения рабочей арматуры. Нагрузку на перекрытие взять по данным сбора нагрузок практической работы 2. Класс арматуры— *A600*. Класс ответственности — *I*.

Пролет — 6 м.

Шаг — 4,0 м.

Класс бетона В25.

Решение:

1. определяем высоту балки

$$h = 0,1l = 0,1 * 600 = 60 \text{ см} ;$$

2. определяем ширину балки $b = 0,5h = 0,5 * 60 = 30 \text{ см};$

3. определяем собственный вес 1 метра балки

$$g = hb\gamma_f = 0,6 * 0,3 * 25000 * 1,1 = 4950 \text{ Н / м} ;$$

4. определяем погонную нагрузку с учетом собственного веса балки

$$q_p = qb + g = 9875 * 4,0 + 4950 = 44450 \text{ Н / м} = 44,45 \text{ кН / м} ;$$

5. определяем изгибающий момент

$$M = (q_p l^2) / 8 = (44,45 * 6^2) / 8 = 200,03 \text{ кНм};$$

6. находим коэффициент $\alpha_m (A_0)$ при оптимальном $\xi = 0,35$ — $\alpha_m = 0,289$;

7. определяем рабочую высоту балки

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}} = \sqrt{\frac{444500}{0,289 * 14,5 * 30}} = 59,46 \text{ см} , \text{ где } R_b = 14,5 \text{ МПа [СП}$$

63.13330.2012 таблица 6.8];

8. полная высоту балки $h = h_0 + a = 59,46 + 4 = 63,46 \text{ см} > h = 60 \text{ см}$, поэтому принимаем $h = 70 \text{ см}$, тогда $h_0 = h - a = 70 - 4 = 66 \text{ см}$ — рабочая высота балки;

9. вычисляем коэффициент $\alpha_m (A_0) = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{444500}{14,5 * 30 * 66^2} = 0,235$;

10. $\alpha_m (A_0) = 0,235 < A_{OR} (A_{0max}) = 0,439$;

11. расчет сжатой арматуры не производим;

12. находим коэффициенты $\eta = 0,865$ и $\xi = 0,27$;

13. $\xi = 0,27 < \xi_R = 0,66$;

14. определяем площадь поперечного сечения рабочей арматуры

$$A_s = M / (R_s \eta h_0) = 444500 / (520 * 0,865 * 66) = 14,97 \text{ см}^2,$$

где $R_s = 520 \text{ МПа}$ [СП 63.13330.2012 таблица 6.14];

15. принимаем $2\phi 32 A600$ с $A_s = 16,09 \text{ см}^2$

Пример выполнения чертежей смотри рисунки 5 и 6.

Соединение элементов строительных конструкций

Практическая работа 10 Расчет сварного шва

Практическая работа выполняется после изучения темы «Соединения элементов стальных конструкций»

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Соединения элементов стальных конструкций», научиться производить расчет сварных соединений встык.

Задание: рассчитать сварное соединение встык по данным таблицы 20. Сварка ручная электродами Э-42. Коэффициент условия работы $\gamma_c=0,9$.

Таблица 20

| Номер варианта | Ширина листов, мм | Толщина первого листа, мм | Толщина второго листа, мм | Марка стали | Усилие растяжения, кН |
|----------------|-------------------|---------------------------|---------------------------|-------------|-----------------------|
| 1 | 182 | 4 | 6 | C245 | 800 |
| 2 | 650 | 10 | 15 | C245 | 1600 |
| 3 | 142 | 20 | 22 | C245 | 600 |
| 4 | 253 | 25 | 30 | C245 | 1700 |
| 5 | 374 | 30 | 35 | C245 | 400 |
| 6 | 485 | 35 | 40 | C245 | 200 |
| 7 | 596 | 4 | 6 | C255 | 600 |
| 8 | 677 | 10 | 15 | C255 | 600 |
| 9 | 788 | 20 | 22 | C255 | 500 |
| 10 | 139 | 25 | 30 | C255 | 200 |
| 11 | 221 | 30 | 35 | C255 | 600 |
| 12 | 352 | 35 | 40 | C255 | 300 |
| 13 | 463 | 4 | 6 | C235 | 600 |
| 14 | 566 | 10 | 15 | C235 | 1200 |
| 15 | 162 | 16 | 20 | C235 | 1400 |
| 16 | 170 | 4 | 6 | C235 | 1600 |
| 17 | 268 | 10 | 15 | C235 | 400 |
| 18 | 272 | 16 | 20 | C235 | 800 |
| 19 | 372 | 4 | 6 | C235 | 1700 |
| 20 | 384 | 10 | 15 | C235 | 2000 |
| 21 | 472 | 16 | 20 | C235 | 500 |
| 22 | 482 | 4 | 6 | C235 | 200 |
| 23 | 530 | 10 | 15 | C235 | 300 |
| 24 | 558 | 16 | 20 | C235 | 700 |
| 25 | 178 | 4 | 6 | C235 | 800 |

Методические указания

Сварка - основной тип соединений стальных конструкций. В строительстве чаще всего применяется электродуговая сварка – ручная, полуавтоматическая и

автоматическая. По конструктивному признаку швы делят на стыковые (прямые и косые) и угловые (лобовые, фланцевые, косые).

Порядок расчета:

1. расчет напряжений прямого стыка

$$\sigma_{\omega} = N / (t_{\min} l_{\omega}),$$

где N – усилие растяжения,

t_{\min} – минимальная толщина соединяемых листов;

$l_{\omega} = b - 2t_{\min}$ – расчетная длина шва;

b – ширина листов;

2. расчетное сопротивление растяжению стыкового шва

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

где R_y – расчетное сопротивление стали;

3. сравниваем напряжение с расчетным сопротивлением

если $\sigma_{\omega} < R_{\omega y} \gamma_c$, прочность обеспечена;

если $\sigma_{\omega} > R_{\omega y} \gamma_c$, прочность не обеспечена, следовательно, назначаем косой шов, длина которого $l_{\omega} = b / \sin \alpha - 2t_{\min}$;

4. расчет нормальных напряжений косого шва

$$\sigma_{\omega} = N \sin \alpha / (t_{\min} l_{\omega});$$

5. сравниваем напряжение с расчетным сопротивлением

если $\sigma_{\omega} < R_{\omega y} \gamma_c$, прочность обеспечена;

если $\sigma_{\omega} > R_{\omega y} \gamma_c$, прочность не обеспечена, следовательно, назначаем шов с накладками

6. расчет касательных напряжений

$$\tau_{\omega} = N \cos \alpha / (t_{\min} l_{\omega});$$

7. сравниваем напряжение с расчетным сопротивлением

если $\tau_{\omega} < R_{\omega s} \gamma_c$, прочность обеспечена;

если $\tau_{\omega} > R_{\omega s} \gamma_c$, прочность не обеспечена, следовательно принимаем шов с накладками,

где $R_{\omega s} = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$;

R_{yn} – нормативное сопротивление стали.

Информационное обеспечение

1. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*
2. В.И.Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М. ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 10

Практическая работа 10 Расчет сварного шва

Задание: рассчитать сварное соединение встык.

Сварка ручная электродами Э-42.

Коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,9$.

Ширина листов – 300 мм.

Толщина первого листа – 6 мм.

Толщина второго листа – 10 мм.

Марка стали С245.

Усилие растяжения—350кН.

Решение:

1. расчет напряжений прямого стыка

$$\sigma_{\omega} = N / (t_{\min} l_{\omega}) = 350000 / (0,006 * 0,28) = 208 * 10^6 \text{ Па} = 208 \text{ МПа},$$

где $l_{\omega} = b - 2t_{\min} = 0,3 - 2 * 0,006 = 0,28 \text{ м}$ — расчетная длина шва;

2. расчетное сопротивление растяжению стыкового шва

$$R_{\omega y} = 0,85 R_y = 0,85 * 240 = 204 \text{ МПа},$$

где $R_y = 240 \text{ МПа}$ [СП 16.13330.2011, таблица В5] расчетное сопротивление стали по пределу текучести;

3. сравниваем напряжение с расчетным сопротивлением

если $\sigma_{\omega} = 208 \text{ МПа} > R_{\omega y} \gamma_c = 204 * 0,9 = 183,6 \text{ МПа}$, прочность не обеспечена; следовательно, назначаем косой шов с отношением стыка 2:1, что соответствует углу $\alpha = 63^{\circ} 26'$;

длина шва $l_{\omega} = b / \sin \alpha - 2t_{\min} = (0,3 / 0,894 - 2 * 0,006) = 0,323 \text{ м}$;

4. расчет нормальных напряжений косоого шва

$$\sigma_{\omega} = N \sin \alpha / (t_{\min} l_{\omega}) = 350000 * 0,894 / (0,006 * 0,323) = 161,46 * 10^6 \text{ Па} = 161,46 \text{ МПа};$$

$\sigma_{\omega} = 161,46 \text{ МПа} < R_{\omega y} \gamma_c = 183,6 \text{ МПа}$, прочность обеспечена;

5. расчет касательных напряжений

$$\tau_{\omega} = N \cos \alpha / (t_{\min} l_{\omega}) = 350000 * 0,447 / (0,006 * 0,323) = 80,73 * 10^6 \text{ Па} = 80,73 \text{ МПа};$$

6. $\tau_{\omega} = 80,73 \text{ МПа} < R_{\omega s} \gamma_c = 132,98 * 0,9 = 119,68 \text{ МПа}$, прочность обеспечена;

где $R_{\omega s} = 0,58 R_{yn} / \gamma_m = 0,58 * 245 / 1,025 = 138,63 \text{ МПа}$;

$R_{yn} = 245 \text{ МПа}$ [СП 16.13330.2011, таблица В5] — нормативное сопротивление стали.

Практическая работа 11 Расчет гвоздевого соединения

Практическая работа выполняется после изучения темы «Соединения элементов деревянных конструкций»

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Соединения элементов деревянных конструкций», научиться производить расчет гвоздевого соединения.

Задание: рассчитать соединение 3 досок на гвоздях по данным таблицы 21. Класс ответственности здания четный вариант -III, нечетный вариант- II.

Таблица 21

| Номер варианта | Диаметр гвоздей, мм | Длина гвоздей, мм | Действующая сила, кН | Толщина досок, мм |
|----------------|---------------------|-------------------|----------------------|-------------------|
| 1 | 3,5 | 80 | 11 | 32 |
| 2 | 3 | 70 | 5 | 32 |
| 3 | 3 | 80 | 6 | 32 |
| 4 | 3,5 | 80 | 7 | 32 |
| 5 | 3,5 | 90 | 8 | 32 |
| 6 | 4 | 100 | 9 | 44 |
| 7 | 6 | 200 | 8 | 75 |
| 8 | 4 | 110 | 10 | 44 |
| 9 | 4,5 | 125 | 11 | 44 |

| | | | | |
|----|-----|-----|----|----|
| 10 | 5 | 150 | 12 | 60 |
| 11 | 5,5 | 175 | 13 | 60 |
| 12 | 4,5 | 125 | 5 | 44 |
| 13 | 6 | 200 | 14 | 75 |
| 14 | 3 | 70 | 15 | 32 |
| 15 | 3 | 80 | 16 | 32 |
| 16 | 3,5 | 80 | 17 | 32 |
| 17 | 3,5 | 90 | 18 | 32 |
| 18 | 4 | 100 | 19 | 44 |
| 19 | 3 | 80 | 10 | 32 |
| 20 | 4 | 110 | 20 | 44 |
| 21 | 3,5 | 90 | 12 | 32 |
| 22 | 5 | 150 | 6 | 60 |
| 23 | 5,5 | 175 | 7 | 60 |
| 24 | 4 | 100 | 13 | 44 |
| 25 | 3 | 70 | 9 | 32 |

Методические указания

Соединения деревянных конструкций выполняют: на клеях, нагелях, врубках, растянутых связях. Нагельные соединения применяются для сплачивания сжатых или растянутых элементов (досок, брусев, бревен).

К цилиндрическим нагелям относятся: стальные стержни (штыри, болты), стальные трубчатые стержни, деревянные стержни, гвозди, шурупы и т.д.

При расчете нагельных соединений различают симметричное и несимметричное соединения. В соединении нагели располагаются рядами или в шахматном порядке. Гвозди располагаются также и косыми рядами.

Порядок расчета:

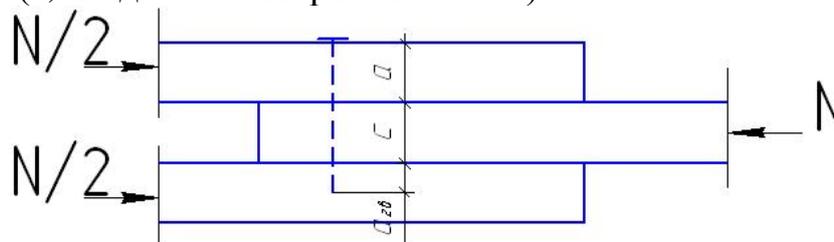
1. Определяем расчетную длину гвоздя $a_{zg} = l_{zg} - a - c - 2n_{ш} - 1,5d$

где a, c - толщины досок

l_{zg} - длина гвоздя

$2n_{ш}$ - 2 мм на каждый шов умноженные на количество швов, пробитых гвоздем

d - диаметр гвоздя ($1,5d$ - длина заостренной части)



2. Определяем расчетную несущую способность гвоздя по срезам:

на изгиб $T_u = 2,5d^2 + 0,01a^2$

на смятие в средних элементах $T_c = 0,5cd$

на смятие в крайних элементах $T_a = 0,8ad$

3. Определяем наименьшую полную несущую способность гвоздя из $\Sigma T_u, \Sigma T_a, \Sigma T_c$.

4. Определяем необходимое количество гвоздей $n = \frac{N\gamma_n}{Tn_u}$

5. Принимаем четное количество гвоздей.

Пример практической работы 11

Практическая работа 11 Расчет гвоздевого соединения

Задание: рассчитать соединение 3 досок на гвоздях.

Класс ответственности здания – I.

Диаметр гвоздей - 4мм.

Длина гвоздей - 100мм.

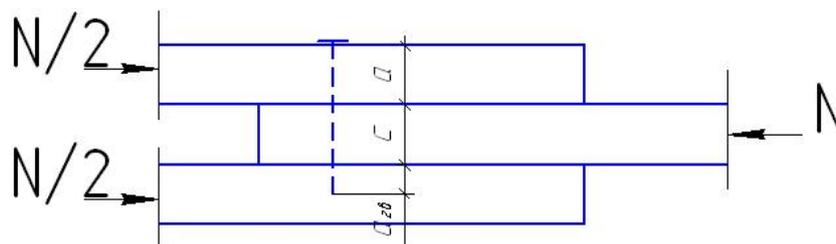
Действующая сила-10кН.

Толщина досок - 40мм.

Решение:

1. Определяем расчетную длину гвоздя

$$a_{zg} = l_{zg} - a - c - 2n_u - 1.5d = 100 - 40 - 40 - 2 * 2 - 1,5 * 4 = 10 \text{ мм}$$



2. Определяем расчетную несущую способность гвоздя по 1срезу:

на изгиб $T_u = 2,5d^2 + 0,01a^2 = 2,5 * 0,4^2 + 0,01 * 4^2 = 0,56 \text{ кН}$

на смятие в средних элементах $T_c = 0,5cd = 0,5 * 4 * 0,4 = 0,8 \text{ кН}$

на смятие в крайних элементах $T_a = 0,8ad = 0,8 * 4 * 0,4 = 1,28 \text{ кН}$

Определяем расчетную несущую способность гвоздя по 2срезу:

на изгиб $T_u = 2,5d^2 + 0,01a^2 = 2,5 * 0,4^2 + 0,01 * 1^2 = 0,41 \text{ кН}$

на смятие в крайних элементах $T_a = 0,8ad = 0,8 * 1 * 0,4 = 0,32 \text{ кН}$

3. Определяем наименьшую полную несущую способность гвоздя из

$$\Sigma T_u = 0,56 + 0,41 = 0,97 \text{ кН},$$

$$\Sigma T_a = 0,32 + 1,28 = 1,6 \text{ кН},$$

$$\Sigma T_c = 0,8 \text{ кН}.$$

$$T_{min} = \Sigma T_c = 0,8 \text{ кН}$$

4. Определяем необходимое количество гвоздей $n = \frac{N\gamma_n}{Tn_u} = \frac{10 * 1}{0,8 * 2} = 6,25 \text{ шт}$

5. Принимаем количество 8 гвоздей, по 4 гвоздя с каждой стороны.

Стропильные фермы

Практическая работа 12 Расчет сжатых и растянутых стержней стальной фермы

Практическая работа выполняется после изучения темы «Стальные фермы».

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Стальные фермы», научиться производить расчет элементов фермы, расчет узлов фермы.

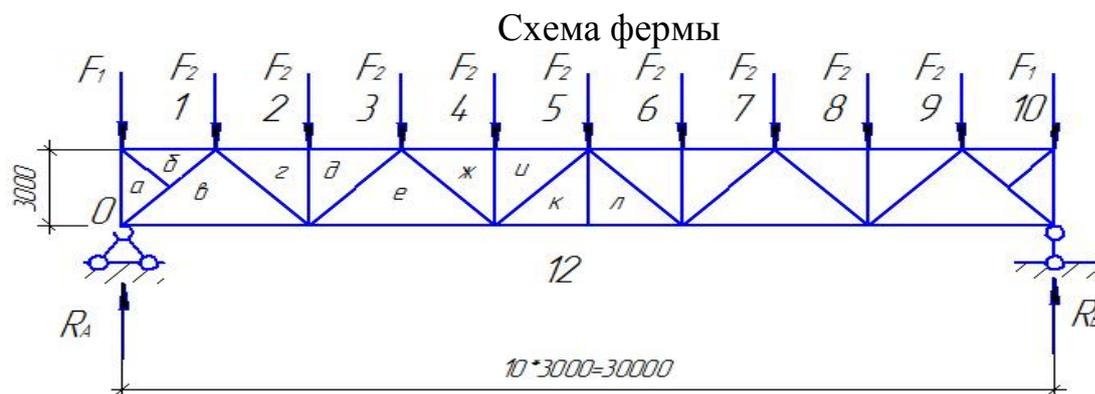
Задание: спроектировать и рассчитать элементы фермы из спаренных уголков пролетом 30 метров, шаг несущих конструкций 6 метров. Класс ответственности здания: четные варианты I; нечетные варианты II.

Марка стали: четные варианты С245, нечетные варианты С235.

Нагрузку от покрытия взять в практической работе 2.

Сварка ручная, электроды Э42.

Коэффициент условия работы: четный вариант - 0,9; нечетный вариант - 0,85.



Методические указания

Стропильные фермы - это фермы для поддержания конструкции кровли.

Фермы можно классифицировать по нескольким признакам:

- а) по конструктивному оформлению (легкие, тяжелые);
- б) по очертанию поясов (с параллельными поясами, трапециевидные, треугольные);
- в) по типу решетки (треугольная, раскосная);
- г) по типу поперечных сечений элементов (из одиночных уголков, из двух уголков, из круглых и прямоугольных труб, из тавров, из двутавров).

Порядок расчета:

1. определение узловых нагрузок

$$F_1 = l(b/2)q\gamma_n; F_2 = lbq\gamma_n;$$

где l - шаг ферм;

b - длина панели ферм (принимается равной 3,0 м);

q - нагрузка на ферму от покрытия с учетом веса фермы;

γ_n - коэффициент надежности по ответственности здания;

2. определение опорных реакций

$$R_a = R_b = (2F_1 + 9F_2)/2;$$

3. построение диаграммы Максвелла - Кремоны для определения расчетных усилий;

4. расчет сжатых элементов:

4.1 требуемая площадь сечения уголков $A_d = N / (\varphi R_y \gamma_c)$;

где N - расчетное усилие в стержне;

φ – коэффициент продольного изгиба;

R_y - расчетное сопротивление стали, принятое по пределу текучести;

γ_c - коэффициент условий работы;

4.2 по требуемой площади находим по сортаменту равнополочные уголки, принимая толщину фасонки по таблице 22.

Таблица 22

| $N, кН$ | $t, мм$ | $N, кН$ | $t, мм$ |
|----------|---------|------------|---------|
| До 250 | 8 | 1010-1400 | 16 |
| 260-400 | 10 | 1410-1800 | 18 |
| 410-600 | 12 | Более 1800 | 20 |
| 610-1000 | 14 | | |

4.3 определяем гибкость $\lambda = l/i$ и сравниваем с предельной гибкостью, равной 120; если полученная гибкость больше, чем 120 принимаем уголки больших размеров.

4.4 определяем коэффициенты продольного изгиба;

4.5 определяем фактические напряжения $\sigma = N / (\varphi A)$ и сравниваем его с расчетным сопротивлением; если $\sigma > R_y \gamma_c$ принимаем уголки больших размеров.

5. расчет растянутых элементов:

5.1 требуемая площадь сечения уголков $A_n = N / (R_y \gamma_c)$;

где N - расчетное усилие в стержне;

R_y - расчетное сопротивление стали, принятое по пределу текучести;

γ_c - коэффициент условий работы;

5.2 по требуемой площади находим по сортаменту равнополочные уголки;

5.3 определяем гибкость $\lambda = l/i$ и сравниваем с предельной гибкостью, равной 400; если полученная гибкость больше, чем 400 принимаем уголки больших размеров;

6. расчет заданного узла фермы.

При расчете определяются размеры сварных швов и назначают габариты фасонки с таким расчетом, чтобы на них размещались все сварные швы стержней. Действующее в стержне усилие передается на обушок и перо не одинаково, т.к. ось стержня смещена в сторону обушка.

Длина сварного шва на обушок:

$$l_{w,b} \geq \left[kN / 2(\beta_f k_f) R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \right] + 1 \dots 2 \text{ см}$$

на перо

$$l_{w,p} \geq \left[(1 - k) N / 2(\beta_f k_f) R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \right] + 1 \dots 2 \text{ см}$$

где k – коэффициент распределения усилия на обушок, принимаемый для равнополочных уголков 0,7;

β_f – коэффициент, учитывающий качество сварки, для ручной сварки он равен 0,7;

$R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва при электродах Э42;

k_f - толщина сварного шва, принимаемый 10 мм у обушка и 8 мм у пера;
 γ_{wf} - коэффициент условий работы шва, принимается равным единицы.

Конструирование узла начинают с осей фермы. Затем отмечают центр тяжести уголков, вычерчивают уголки. После отмечают сварные швы и конструируют фасонку.

Информационное обеспечение

- СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*
- В.И.Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М. ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 12

Практическая работа 12 Расчет сжатых и растянутых стержней стальной фермы

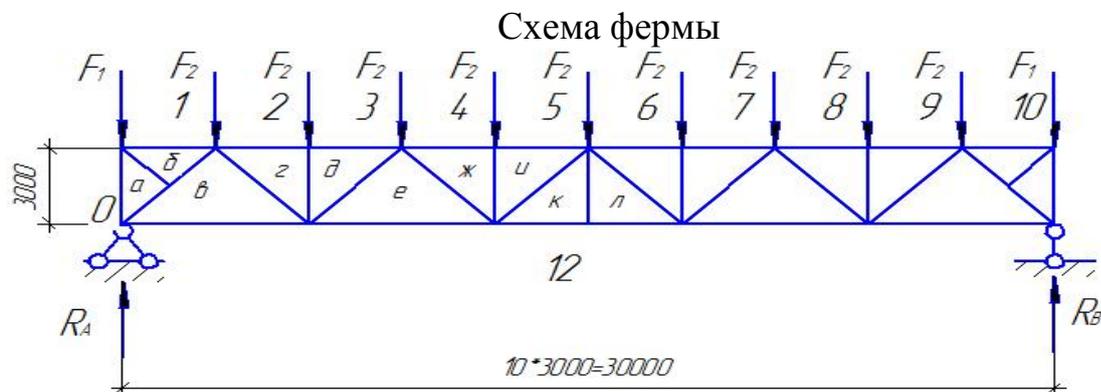
Задание: спроектировать и рассчитать элементы фермы из спаренных уголков пролетом 30 метров, шаг несущих конструкций 6 метров. Класс ответственности здания III.

Марка стали С285.

Нагрузку от покрытия взять в практической работе 2.

Сварка ручная, электроды Э42.

Коэффициент условия работы -0,95.



1. определение узловых нагрузок

Таблица 23 – Сбор нагрузок на покрытие

| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка H/m^2 | Коэффициент надежности по нагрузке γ_f | Расчетная нагрузка H/m^2 |
|---|------------------------------|---|----------------------------|
| Постоянная | | | |
| - от водоизоляционного слоя | 75 | 1,2 | 90 |
| - от стяжки $0,015 \cdot 1800 \cdot 10$ | 270 | 1,3 | 351 |
| - от утеплителя $0,15 \cdot 800 \cdot 10$ | 1200 | 1,3 | 1560 |
| - от пароизоляции | 30 | 1,2 | 36 |
| - от ребристой панели $0,11 \cdot 2500 \cdot 10$ | 2750 | 1,1 | 3025 |

| | | | |
|---|------|------|------|
| - от стальной фермы со связями | 300 | 1,05 | 315 |
| Итого постоянная | 4625 | | 5377 |
| <u>Временная</u> | | | |
| Снеговая г. Самара IV снеговой район 0,7*240*10=1680 | | | |
| длительная 0,7*1680 | 1176 | 1,4 | 1646 |
| кратковременная 0,3*1680 | 504 | 1,4 | 706 |
| Итого временная | 1680 | | 2352 |
| Итого полная | 6305 | | 7729 |

$$F_1 = l(b/2)q\gamma_n = 6(3/2)7729 * 0,9 = 62604,9 \text{ Н} = 63 \text{ кН};$$

$$F_2 = lbq\gamma_n = 6 * 3 * 7729 * 0,9 = 125209,8 \text{ Н} = 126 \text{ кН}$$

2. определение опорных реакций

$$R_a = R_b = 2F_1 + 9F = (2 * 63 + 9 * 126) / 2 = 630 \text{ кН};$$

3. построение диаграммы Максвелла - Кремоны для определения расчетных усилий (пример диаграммы расчетных усилий смотри рисунок 7). Усилия сводим в таблицу 23.

Таблица 23

| Элементы фермы | Обозначение стержня по диаграмме | Длина стержня, мм | Расчетное усилие, кН при | |
|----------------|----------------------------------|-------------------|--------------------------|------------|
| | | | сжатие | растяжение |
| Верхний пояс | 1-б | 3000 | 0 | - |
| | 2-г | 3000 | 1008 | - |
| | 3-д | 3000 | 1008 | - |
| | 4-ж | 3000 | 1512 | - |
| | 5-и | 3000 | 1512 | - |
| Нижний пояс | 12-в | 6000 | - | 567 |
| | 12-е | 6000 | - | 1323 |
| | 12-к | 3000 | - | 1573 |
| Раскосы | а-б | 2121 | 0 | - |
| | а-в | 2121 | 802 | - |
| | б-в | 2121 | 802 | - |
| | в-г | 4242 | - | 624 |
| | д-е | 4242 | 444 | - |
| | е-ж | 4242 | - | 267 |
| | и-к | 4242 | 89 | - |
| Стойки | 0-а | 3000 | 0 | - |
| | г-д | 3000 | 126 | - |
| | ж-и | 3000 | 126 | - |
| | к-л | 3000 | 0 | - |

4. расчет сжатых элементов:

Верхний пояс рассчитываем по максимальному усилию в стержне 4-ж с $N=1512\text{кН}$, принимая $\varphi=0,7$

Требуемая площадь сечения уголков

$$A_d = N / (\varphi R_y \gamma_c) = 1512 / (0,7 * 27,0 * 0,95) = 84,21 \text{см}^2;$$

где $R_y = 270 \text{МПа} = 27,0 \text{кН/см}^2$ - расчетное сопротивление стали, принятое по пределу текучести [СП 16.13330.2011, таблица В.5];

γ_c - коэффициент условий работы;

Принимаем 2 уголка $160*16$ с $A=49,1*2=98,2\text{см}^2$, $i_x=4,89 \text{см}$; $i_y=7,18\text{см}$ [сортамент горячекатаных профилей].

Определяем гибкость определяем фактическую гибкость и коэффициент продольного изгиба.

$$\lambda_x = l / i_x = 300 / 4,89 = 61 < \lambda_{lim} = 120$$

$$\lambda_y = l / i_y = 300 / 7,18 = 42 < \lambda_{lim} = 120;$$

Условная гибкость $\lambda = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 61 \sqrt{\frac{27}{20600}} = 2,2$; Для определения коэффициента

продольного изгиба определим тип сечения [СП 16.13330.2011, таблица 7] – спаренные уголки соответствует типу сечения с, тогда коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,709$ [СП 16.13330.2011, таблица Д1].

Определяем фактические напряжения

$$\sigma = N / (\varphi A) = 1512 / (0,709 * 98,2) = 21,72 \text{кН/см}^2 = 217,2 \text{МПа};$$

$\sigma = 217,2 \text{МПа} < R_y \gamma_c = 270 * 0,95 = 256,5 \text{МПа}$ - прочность обеспечена.

Раскос а-в с $N=802\text{кН}$. Принимаем $\varphi=0,7$.

Требуемая площадь сечения уголков

$$A_d = N / (\varphi R_y \gamma_c) = 802 / (0,7 * 27,0 * 0,95) = 44,67 \text{см}^2;$$

Принимаем 2 уголка $100*14$ с $A=26,3*2=52,6\text{см}^2$, $i_x=3 \text{см}$; $i_y=4,76\text{см}$.

Определяем гибкость $\lambda_x = l / i_x = 212,1 / 3 = 71 < \lambda_{lim} = 120$

$$\lambda_y = l / i_y = 212,1 / 4,76 = 45 < \lambda_{lim} = 120;$$

Условная гибкость $\lambda = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 71 \sqrt{\frac{27}{20600}} = 2,6$;

Определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,635$.

Определяем фактические напряжения

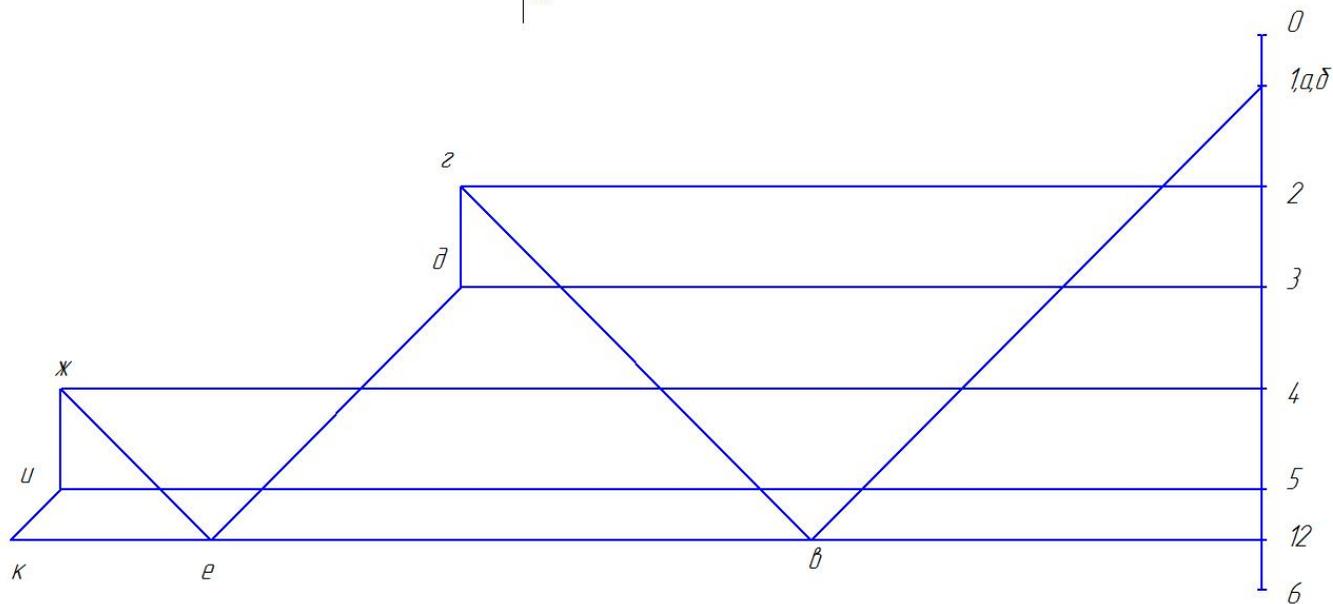
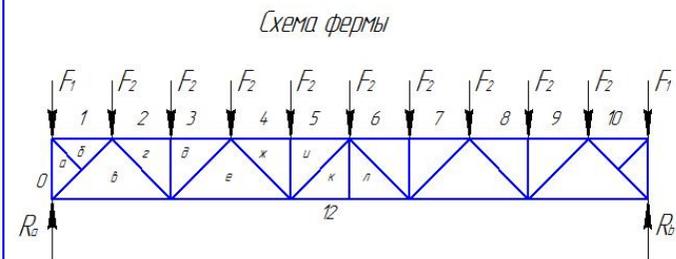
$$\sigma = N / (\varphi A) = 802 / (0,635 * 52,6) = 24,01 \text{кН/см}^2 = 240,1 \text{МПа};$$

$\sigma = 240,1 \text{МПа} < R_y \gamma_c = 270 * 0,95 = 256,5 \text{МПа}$ - прочность обеспечена

Раскос д-е с $N=444\text{кН}$. Принимаем $\varphi=0,7$.

Требуемая площадь сечения уголков

$$A_d = N / (\varphi R_y \gamma_c) = 444 / (0,7 * 27,0 * 0,95) = 24,73 \text{см}^2;$$



Инв. № лист, Лист и дата, Взам. инв. №

| | | | | | | | | |
|----------|------|------|-------|-------|------|-----------------------------------|--------|-----------|
| | | | | | | 08.02.01.ПР.12.ПМ.01.МДК.01.01.ХХ | | |
| Изм. | Кол. | Лист | №зак. | Подп. | Дата | Стадия | Масса | Масштаб |
| | | | | | | | | 15: 1:200 |
| | | | | | | Лист | Листов | 1 |
| Руковод | | | | | | ГБПОУ "СЭК" | | |
| Разработ | | | | | | 31С | 201 | |

Рисунок 7

Принимаем 2 уголка $100*8$ с $A=15,5*2=31,0\text{см}^2$, $i_x=3,07\text{ см}$; $i_y=4,62\text{см}$.

Определяем гибкость $\lambda_x=l/i_x=424,2/3,07=138 > \lambda_{lim}=120$;

$$\lambda_y=l/i_y=424,2/4,62=92 < \lambda_{lim}=120;$$

принимаем больший профиль- 2 уголка $140*9$ с $A=24,7*2=49,4\text{см}^2$, $i_x=4,34\text{см}$; $i_y=6,24\text{см}$.

Определяем гибкость $\lambda_x=l/i_x=424,2/4,34=98 < \lambda_{lim}=120$;

$$\lambda_y=l/i_y=424,2/6,24=68 < \lambda_{lim}=120;$$

Условная гибкость $\lambda = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 98 \sqrt{\frac{27}{20600}} = 3,6$;

Определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,460$.

Определяем фактические напряжения

$$\sigma = N/(\varphi A) = 444/(0,46*49,4) = 19,54 \text{ кН/см}^2 = 195,4 \text{ МПа};$$

$\sigma = 195,4 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 270 * 0,95 = 256,5 \text{ МПа}$ - прочность обеспечена

Раскос и-к с $N=89\text{кН}$. Принимаем $\varphi=0,7$.

Требуемая площадь сечения уголков

$$A_d = N/(\varphi R_y \gamma_c) = 89/(0,7*27,0*0,95) = 4,96 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 уголка $125*8$ с $A=19,7*2=39,4\text{см}^2$, $i_x=3,87\text{ см}$; $i_y=5,6\text{см}$.

Определяем гибкость $\lambda_x=l/i_x=424,2/3,87=110 < \lambda_{lim}=120$

$$\lambda_y=l/i_y=424,2/5,6=76 < \lambda_{lim}=120;$$

Условная гибкость $\lambda = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 110 \sqrt{\frac{27}{20600}} = 4,0$;

Определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,401$.

Определяем фактические напряжения

$$\sigma = N/(\varphi A) = 89/(0,401*39,4) = 5,63 \text{ кН/см}^2 = 56,3 \text{ МПа};$$

$\sigma = 56,3 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 270 * 0,95 = 256,5 \text{ МПа}$ - прочность обеспечена

Стойка г-д с $N=126\text{кН}$. Принимаем $\varphi=0,7$.

Требуемая площадь сечения уголков

$$A_d = N/(\varphi R_y \gamma_c) = 126/(0,7*27,0*0,95) = 7,02 \text{ см}^2;$$

Принимаем 2 уголка $90*6$ с $A=10,6*2=21,2\text{см}^2$, $i_x=2,78\text{ см}$; $i_y=4,19\text{см}$.

Определяем гибкость $\lambda_x=l/i_x=300/2,78=108 < \lambda_{lim}=120$

$$\lambda_y=l/i_y=300/4,19=72 < \lambda_{lim}=120;$$

Условная гибкость $\lambda = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 108 \sqrt{\frac{27}{20600}} = 4,0$;

Определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,401$.

Определяем фактические напряжения

$$\sigma = N/(\varphi A) = 126/(0,401*21,2) = 14,82 \text{ кН/см}^2 = 148,2 \text{ МПа};$$

$\sigma = 148,2 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 270 * 0,95 = 256,5 \text{ МПа}$ - прочность обеспечена

5. Расчет растянутых элементов.

Нижний пояс рассчитываем по большему усилию.

Стержень 12-к с $N=1573\text{кН}$.

Требуемая площадь сечения уголков

$$A_n = N/(R_y \gamma_c) = 1573/(27,0*0,95) = 61,33 \text{ см}^2;$$

Принимаем 2 уголка $160*12$ с $A=37,4*2=74,8\text{см}^2$, $i_x=4,94\text{ см}$; $i_y=7,09\text{см}$.

Определяем гибкость $\lambda_x = l/i_x = 300/4,94 = 61 < \lambda_{lim} = 400$

$$\lambda_y = l/i_y = 300/7,09 = 42 < \lambda_{lim} = 400;$$

Раскос в-г с $N = 624 \text{ кН}$.

Требуемая площадь сечения уголков

$$A_n = N / (R_y \gamma_c) = 624 / (27,0 * 0,95) = 24,33 \text{ см}^2;$$

Принимаем 2 уголка $100 * 7 \text{ с } A = 13,8 * 2 = 27,6 \text{ см}^2, i_x = 3,08 \text{ см}; i_y = 4,59 \text{ см}$.

Определяем гибкость $\lambda_x = l/i_x = 424,2/3,08 = 138 < \lambda_{lim} = 400$

$$\lambda_y = l/i_y = 424,2/4,59 = 92 < \lambda_{lim} = 400;$$

Раскос е-ж с $N = 267 \text{ кН}$.

Требуемая площадь сечения уголков

$$A_n = N / (R_y \gamma_c) = 267 / (27,0 * 0,95) = 10,41 \text{ см}^2;$$

Принимаем 2 уголка $63 * 5 \text{ с } A = 6,13 * 2 = 12,26 \text{ см}^2, i_x = 1,94 \text{ см}; i_y = 3,12 \text{ см}$.

Определяем гибкость $\lambda_x = l/i_x = 424,2/1,94 = 219 < \lambda_{lim} = 400$

$$\lambda_y = l/i_y = 424,2/3,12 = 136 < \lambda_{lim} = 400;$$

Для с стержней с нулевым усилием принимаем конструктивно 2 уголка $45 * 4 \text{ с } A = 2 * 3,48 = 6,96 \text{ см}^2$

Расчеты сводим в таблицу 24.

Таблица 24

| Элементы фермы | Обозначение стержня | Длина стержня, мм | Профиль | Количество стержней | Масса, кг | | |
|----------------|---------------------|-------------------|------------|---------------------|-----------|--------|-------------|
| | | | | | шт. | общая | масса фермы |
| Верхний пояс | 1-б | 3000 | 2 L 45*4 | 2 | 16,38 | 32,76 | 5001,42 |
| | 2-г | 3000 | 2 L 160*16 | 2 | 231,00 | 462,00 | |
| | 3-д | 3000 | 2 L 160*16 | 2 | 231,00 | 462,00 | |
| | 4-ж | 3000 | 2 L 160*16 | 2 | 231,00 | 462,00 | |
| | 5-и | 3000 | 2 L 160*16 | 2 | 231,00 | 462,00 | |
| Нижний пояс | 12-в | 6000 | 2 L 160*12 | 2 | 352,80 | 705,60 | |
| | 12-е | 6000 | 2 L 160*12 | 2 | 352,80 | 705,60 | |
| | 12-к | 3000 | 2 L 160*12 | 2 | 176,40 | 352,80 | |
| Раскосы | а-б | 2121 | 2 L 45*4 | 2 | 11,58 | 23,16 | |
| | а-в | 2121 | 2 L 100*14 | 2 | 87,39 | 174,78 | |
| | б-в | 2121 | 2 L 100*14 | 2 | 87,39 | 174,78 | |
| | в-г | 4242 | 2 L 100*7 | 2 | 91,63 | 183,26 | |
| | д-е | 4242 | 2 L 100*8 | 2 | 103,50 | 207,00 | |
| | е-ж | 4242 | 2 L 63*5 | 2 | 40,81 | 81,62 | |
| | и-к | 4242 | 2 L 125*8 | 2 | 131,50 | 263,00 | |
| Стойки | 0-а | 3000 | 2 L 45*4 | 2 | 16,38 | 32,76 | |
| | г-д | 3000 | 2 L 90*6 | 2 | 49,98 | 99,96 | |
| | ж-и | 3000 | 2 L 90*6 | 2 | 49,98 | 99,96 | |
| | к-л | 3000 | 2 L 45*4 | 1 | 16,38 | 16,38 | |

6. Расчет верхнего среднего узла фермы.

В узел входят следующие стержни: и-к, 5-и, к-л.

Стержень и-к с $N = 89 \text{ кН}$.

Длина сварного шва на обушок:

$$l_{w,b} \geq \left[kN / (2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) \right] + 1...2 \text{ см} = [0,7 * 89 / (2 * 0,7 * 1 * 18 * 1 * 0,95)] \\ = 2,6 + 1,4 = 4,0 \text{ см}$$

на перо

$$l_{w,p} \geq \left[(1-k)N / (2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) \right] + 1...2 \text{ см} = [(1-0,7) * 89 / (2 * 0,7 * 0,8 * 18 * 1 * 0,95)] \\ = 1,4 + 1,6 = 3,0 \text{ см}$$

Стержень 5-и с $N=1512 \text{ кН}$.

Длина сварного шва на обушок:

$$l_{w,b} \geq \left[kN / (2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) \right] + 1...2 \text{ см} = [0,7 * 1512 / (2 * 0,7 * 1 * 18 * 1 * 0,95)] \\ = 44,2 + 1,8 = 46 \text{ см}$$

на перо:

$$l_{w,p} \geq \left[(1-k)N / (2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) \right] + 1...2 \text{ см} = [(1-0,7) * 1512 / (2 * 0,7 * 0,8 * 18 * 1 * 0,95)] \\ = 23,7 + 1,3 = 25 \text{ см}$$

Стержень к-л с $N=0 \text{ кН}$.

Длина сварного шва на обушок и на перо по 2см конструктивно.

Пример оформления конструирования узла смотри рисунок 8 (с.60).

Практическая работа 13 Расчет сжатого пояса деревянной фермы

Практическая работа выполняется после изучения темы «Деревянные фермы»

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Деревянные фермы», научиться производить расчет сжатого пояса фермы.

Задание: подобрать сечения и проверить прочность сжатого пояса деревянной фермы, выполненной из бруса по данным таблицы 25 (продолжение таблицы на с. 61).

Таблица 25

| Номер варианта | Расчетная длина, м | Усилие, кН | Порода древесины | Сорт /класс древесины |
|----------------|--------------------|------------|-------------------------|-----------------------|
| 1 | 1,9 | 180 | Лиственница европейская | 1/К26 |
| 2 | 2,0 | 100 | Ель | 2/К24 |
| 3 | 2,1 | 105 | Береза | 3/К16 |
| 4 | 2,2 | 115 | Бук | 1/К26 |
| 5 | 2,3 | 120 | Вяз | 2/К24 |
| 6 | 1,5 | 100 | Ольха | 3/К16 |
| 7 | 1,6 | 105 | Липа | 1/К26 |
| 8 | 1,7 | 110 | Осина | 2/К24 |
| 9 | 1,8 | 115 | Тополь | 3/К16 |
| 10 | 1,9 | 120 | Кедр Крас.края | 1/К26 |
| 11 | 2,0 | 125 | Лиственница японская | 2/К24 |
| 12 | 2,1 | 130 | Ель | 3/К16 |
| 13 | 2,2 | 135 | Береза | 1/К26 |
| 14 | 2,3 | 140 | Бук | 2/К24 |

| | | |
|--------|------|------|
| Изм. № | Изм. | Дата |
| | | |
| | | |
| | | |

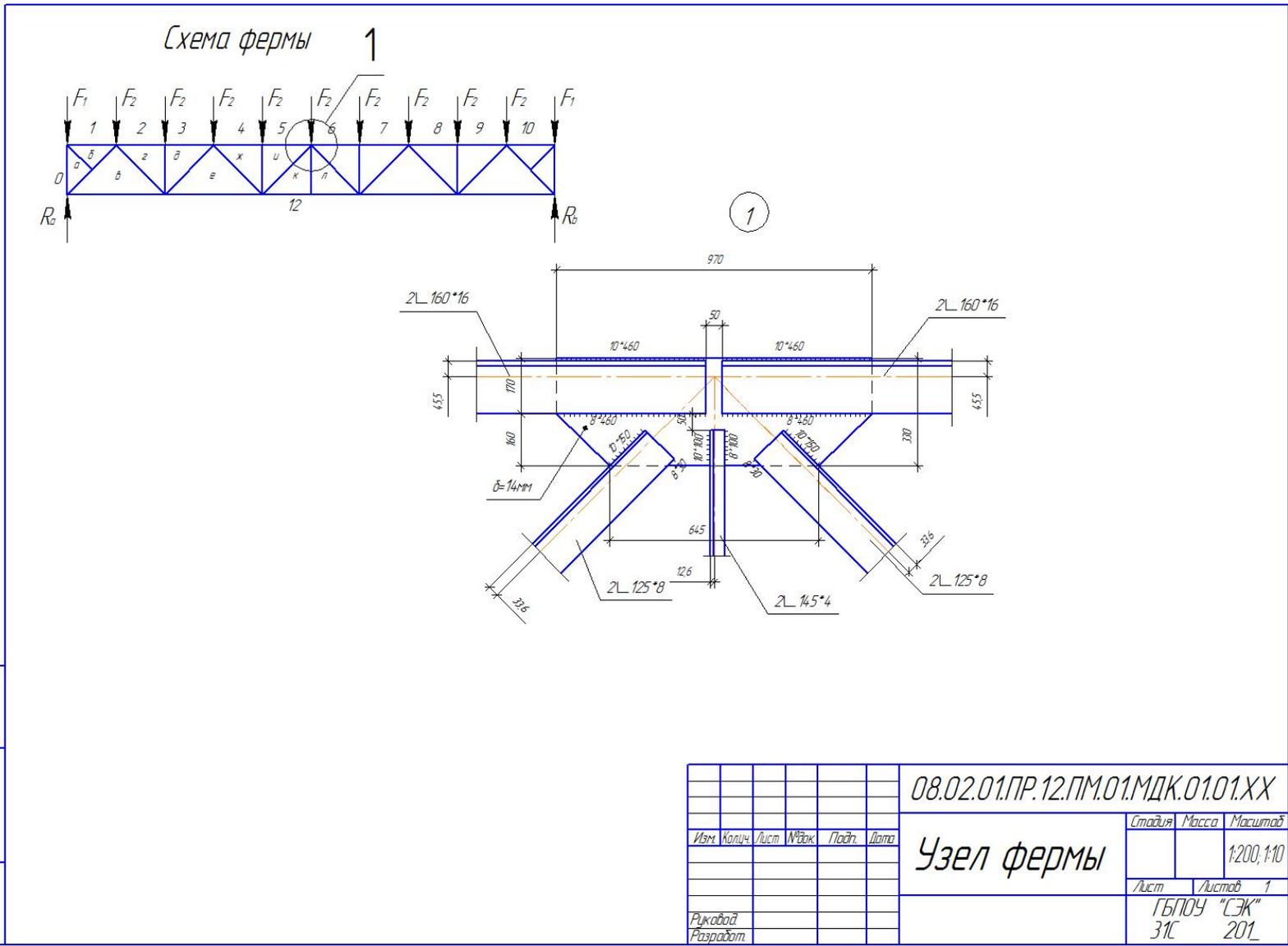


Рисунок 8

Таблица 25(продолжение)

| Номер варианта | Расчетная длина, м | Усилие, кН | Порода древесины | Сорт /класс древесины |
|----------------|--------------------|------------|--------------------------|-----------------------|
| 15 | 2,4 | 125 | Вяз | 3/К16 |
| 16 | 2,5 | 130 | Ольха | 1/К26 |
| 17 | 2,6 | 135 | Липа | 2/К24 |
| 18 | 1,5 | 140 | Осина | 3/К16 |
| 19 | 2,4 | 145 | Тополь | 1/К26 |
| 20 | 2,5 | 150 | Кедр Крас.края | 2/К24 |
| 21 | 2,6 | 155 | Лиственница европейская. | 3/К16 |
| 22 | 1,5 | 160 | Лиственница японская | 1/К26 |
| 23 | 1,6 | 165 | Ель | 2/К24 |
| 24 | 1,7 | 170 | Береза | 3/К16 |
| 25 | 1,8 | 175 | Бук | 1/К26 |

Методические указания

Деревянные фермы применяют для покрытий зданий при пролетах от 9 до 36м. По очертанию фермы бывают треугольные, трапецеидальные, многоугольные и сегментные. Сжатые и растянутые элементы деревянных ферм выполняют из бруса, бревен или пакетов, склеенных из досок.

Порядок расчета:

1. определим площадь поперечного сечения бруса $F = \frac{N}{0.6R_c}$;

где N - усилие в стержне;

R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию;

2. принимаем по сортаменту сечение бруса и определяем фактическую площадь поперечного сечения $F_{факт.}$;

3. определяем радиус инерции $r_y = r_x = 0.29h$,

где h – высота сечения бруса

4. определяем гибкость $\lambda = \frac{l}{r}$;

5. по гибкости определим коэффициент продольного изгиба, если $\lambda < 70$, то $\varphi = 1 - a(\lambda / 100)^2$, где $a = 0,8$;

если $\lambda > 70$, то $\varphi = A / \lambda^2$, где $A = 3000$;

6. проверяем устойчивость стержня $\sigma = \frac{N}{\varphi F_{факт.}}$;

7. если $\sigma_c < R_c$ прочность обеспечена;

8. если $\sigma_c > R_c$ прочность не обеспечена, увеличиваем сечение бруса.

Информационное обеспечение

- СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80
- Сортамент лесоматериалов
- В.И. Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М. ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 13

Практическая работа 13 Расчет сжатого пояса деревянной фермы

Задание: подобрать сечения и проверить прочность сжатого пояса деревянной фермы.

Расчетная длина - 2,7 м.

Усилие - 161 кН.

Порода древесины - ель.

Сорт древесины - 2/К24.

1. определим площадь поперечного сечения бруса

$$F = \frac{N}{0,6R_c} = \frac{161}{0,6 * 1,3} = 206 \text{ см}^2;$$

где $R_c = 13 \text{ МПа} = 1,3 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление древесины сжатию [СП 64.13330.2011, таблица 3];

2. принимаем по сортаменту сечение бруса и определяем фактическую площадь поперечного сечения $F_{\text{факт.}} = 15 * 15 = 225 \text{ см}^2$ [сортамент лесоматериалов];

3. определяем радиус инерции $r_y = r_x = 0,29h = 0,29 * 15 = 4,35 \text{ см}$

4. определяем гибкость $\lambda = \frac{l}{r} = \frac{270}{4,35} = 62;$

5. $\lambda = 62 < 70$, то коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 1 - a(\lambda / 100)^2 = 1 - 0,8(62/100)^2 = 0,69;$$

6. проверяем устойчивость стержня

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{\text{факт.}}} = \frac{161}{0,69 * 225} = 1,04 \text{ кН / см}^2 = 10,4 \text{ МПа};$$

7. $\sigma_c = 10,4 \text{ МПа} < R_c = 13 \text{ МПа}$ - прочность обеспечена.

Основание и фундаменты

Практическая работа 14 Определение расчетного сопротивления грунта

Практическая работа выполняется после изучения темы «Расчетное сопротивление грунта»

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Расчетное сопротивление грунта», научиться определять расчетное сопротивление грунта.

Задание: определить расчетное сопротивление грунта основания фундамента под колонну здания. Фундамент с подошвой прямоугольной формы $a*b$ имеет глубину заложения d_1 , равную по данным таблицы 26. Здание без подвала. Отношение длины к высоте равно 4.

Таблица 26

| № варианта | Размеры фундамента $a*b$ | Глубина заложения d_1 | Наименование грунта | Расчетные характеристики грунта | | |
|------------|--------------------------|-------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|---|--|
| | | | | Угол внутреннего трения φ_n^o | Осредненный удельный вес грунта $\gamma_{II} = \gamma_{II}^o / \text{кН/м}^3$ | Расчетное сцепление грунта c_n , кПа |
| 1 | 3,9*3,4 | 2,8 | Пески пылеватые маловлажные | 32 | 18 | 5 |

| | | | | | | |
|----|---------|-----|----------------------------------|----|----|---|
| 2 | 4*3,5 | 2,9 | Пески пылеватые маловлажные | 31 | 19 | 2 |
| 3 | 3,8*3,6 | 3 | Пески пылеватые маловлажные | 30 | 19 | 3 |
| 4 | 3,6*3,4 | 2,9 | Пески пылеватые маловлажные | 28 | 19 | 5 |
| 5 | 3,4*3,2 | 2,8 | Пески пылеватые маловлажные | 27 | 19 | 6 |
| 6 | 2,1*1,6 | 1 | Пески крупные | 43 | 16 | 1 |
| 7 | 2,2*1,7 | 1,1 | Пески крупные | 42 | 16 | 2 |
| 8 | 2,3*1,8 | 1,2 | Пески крупные | 41 | 16 | 2 |
| 9 | 2,4*1,9 | 1,3 | Пески крупные | 40 | 16 | 2 |
| 10 | 3,8*3,3 | 2,7 | Пески пылеватые насыщенные водой | 26 | 20 | 3 |
| 11 | 2,6*2,1 | 2,2 | Пески пылеватые насыщенные водой | 25 | 20 | 4 |
| 12 | 2,7*2,2 | 2,3 | Пески пылеватые насыщенные водой | 24 | 20 | 5 |
| 13 | 2,8*2,3 | 2,4 | Пески пылеватые насыщенные водой | 23 | 20 | 6 |
| 14 | 2,9*2,4 | 2,5 | Пески пылеватые насыщенные водой | 22 | 20 | 7 |
| 15 | 3,7*3,2 | 2,6 | Пески пылеватые влажные | 21 | 19 | 4 |
| 16 | 3,2*3,0 | 2,7 | Пески пылеватые влажные | 20 | 19 | 5 |
| 17 | 3*2,8 | 2,6 | Пески пылеватые влажные | 19 | 19 | 6 |
| 18 | 2,5*2,0 | 1,4 | Пески средней крупности | 39 | 17 | 1 |
| 19 | 3*2,5 | 1,5 | Пески средней крупности | 38 | 17 | 1 |
| 20 | 3,1*2,6 | 1,6 | Пески средней крупности | 37 | 17 | 2 |
| 21 | 3,2*2,7 | 1,7 | Пески средней крупности | 36 | 17 | 2 |
| 22 | 3,3*2,8 | 1,8 | Пески мелкие | 35 | 18 | 2 |
| 23 | 3,4*2,9 | 1,9 | Пески мелкие | 34 | 18 | 3 |
| 24 | 3,5*3,0 | 2 | Пески мелкие | 33 | 18 | 4 |
| 25 | 3,6*3,1 | 2,1 | Пески мелкие | 29 | 19 | 4 |

Методические указания

Расчетное сопротивление грунта зависит от глубины заложения фундамента, размеров подошвы, удельного веса грунта.

Порядок расчета:

определяем расчетное сопротивление грунта

$$R = (\gamma_{c1}\gamma_{c2}/k)[M_v k_z b\gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_n],$$

где γ_{c1}, γ_{c2} - коэффициенты условий работы соответственно грунтового основания и здания,

k - коэффициент, принимаемый $k=1$, если расчетные характеристики получены в результате непосредственного испытания образцов грунта; $k=1,1$, если они получены по косвенным данным;

M_v, M_q, M_c - безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения;

k_z - коэффициент принимаемый равным 1;

b - меньшая сторона подошвы фундамента;

γ_{II} - осредненный удельный вес грунта, залегающего ниже подошвы фундаментов;

γ'_{II} - осредненный удельный вес грунта, залегающего выше подошвы фундаментов;

d_b - глубина подвала;

c_n - расчетное удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

d_1 - глубина заложения фундамента.

Информационное обеспечение

1. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*
2. В.И.Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М. ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 14

Практическая работа 14 Определение расчетного сопротивления грунта

Задание: определить расчетное сопротивление грунта основания фундамента под колонну здания. Фундамент с подошвой прямоугольной формы $a*b=2,0*2,2$ м, имеет глубину заложения $d_1=2,2$ м. Здание без подвала. Отношение длины к высоте равно 1,5.

Грунт основания - песок мелкий, маловлажный.

Угол внутреннего трения $\varphi_n^o=36^o$.

Осредненный удельный вес грунта $\gamma_{II}=\gamma'_{II}=19,6$ кН/м³=0,0196МПа.

Расчетное удельное сцепление грунта $c_n=4$ кПа=0,004МПа

Решение:

определяем расчетное сопротивление грунта

$$R = (\gamma_{c1}\gamma_{c2}/k)[M_v k_z b\gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_n]=$$
$$= (1,3*1,3/1,1) (1,81*1*2*0,0196 + 8,24*2,2*0,0196 + 9,97*0,004) = 0,672 \text{ МПа},$$

где $\gamma_{c1}=1,3$, $\gamma_{c2}=1,3$ - коэффициенты условий работы [СП 22.13330.2011, таблица 5.4],

$k=1,1$, так как расчетные характеристики получены по косвенным данным;
 $M_v=1,81$, $M_q=8,24$, $M_c=9,97$ – безразмерные коэффициенты [СП 2.13330.2011, таблица 5.5].

Практическая работа 15 Расчет фундамента

Практическая работа выполняется после изучения темы 6.2 «Фундаменты неглубокого заложения»

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Фундаменты неглубокого заложения», научиться рассчитывать отдельно стоящие фундаменты неглубокого заложения и конструировать их.

Задание: рассчитать монолитный железобетонный фундамент стаканного типа и законструировать его по данным таблицы 27.

Расчетное сопротивление грунта взять из ПР-14.

Защитный слой принять равным 4 см.

Средний вес грунта 20 кН/м^3

Класс арматуры четный вариант $A400$, нечетный вариант $A500$.

Таблица 27

| Номер варианта | Класса бетона | Глубина заложения основания, м | Продольная сила, кН | Сечение колонны, м | Диаметр рабочей арматуры в колонне, мм | Класс ответственности здания |
|----------------|---------------|--------------------------------|---------------------|--------------------|--|------------------------------|
| 1 | B15 | 1,4 | 1000 | 0,4*0,5 | 16 | I |
| 2 | B20 | 1,5 | 1050 | 0,3*0,3 | 16 | III |
| 3 | B25 | 1,6 | 850 | 0,3*0,4 | 16 | I |
| 4 | B30 | 1,7 | 800 | 0,4*0,4 | 16 | III |
| 5 | B35 | 1,8 | 850 | 0,4*0,5 | 16 | II |
| 6 | B15 | 1,9 | 900 | 0,5*0,5 | 18 | I |
| 7 | B20 | 2,0 | 950 | 0,5*0,6 | 18 | III |
| 8 | B25 | 1,3 | 1000 | 0,6*0,6 | 18 | II |
| 9 | B30 | 1,4 | 1050 | 0,3*0,3 | 18 | I |
| 10 | B35 | 1,5 | 800 | 0,3*0,4 | 18 | III |
| 11 | B15 | 1,6 | 850 | 0,4*0,4 | 20 | II |
| 12 | B20 | 1,7 | 900 | 0,4*0,5 | 20 | I |
| 13 | B25 | 1,8 | 950 | 0,5*0,5 | 20 | III |
| 14 | B30 | 1,9 | 1000 | 0,5*0,6 | 20 | II |
| 15 | B35 | 2,0 | 1050 | 0,6*0,6 | 20 | I |
| 16 | B15 | 1,3 | 800 | 0,3*0,3 | 22 | III |
| 17 | B20 | 1,4 | 850 | 0,3*0,4 | 22 | I |
| 18 | B25 | 1,5 | 900 | 0,4*0,4 | 22 | III |
| 19 | B30 | 1,6 | 950 | 0,4*0,5 | 22 | II |
| 20 | B35 | 1,7 | 1000 | 0,5*0,5 | 22 | I |
| 21 | B15 | 1,8 | 1050 | 0,6*0,5 | 16 | III |
| 22 | B20 | 1,9 | 800 | 0,6*0,6 | 16 | II |

| | | | | | | |
|----|-----|-----|-----|---------|----|-----|
| 23 | B25 | 2,0 | 850 | 0,3*0,3 | 16 | I |
| 24 | B30 | 1,9 | 900 | 0,3*0,4 | 16 | III |
| 25 | B35 | 1,3 | 950 | 0,4*0,4 | 16 | II |

Методические указания

Основная задача проектирования фундаментов состоит в обеспечении равномерной передачи нагрузки от сооружения на основании таким образом, чтобы давление, возникающее в основании под подошвой фундамента, не приводило к недопустимым деформациям сооружения.

По виду материала, из которого изготавливаются фундаменты, их подразделяют на каменные, бетонные, бутобетонные и железобетонные.

По форме разделяют на отдельные под колонны и столбы, ленточные под стены и колонны и сплошные под всем зданием.

По условиям эксплуатации различают следующие типы фундаментов: жесткие – работающие в основном на сжатие и выполняемые преимущественно из каменной кладки, бетона и бутобетона; гибкие – воспринимающие сжимающие и изгибающие усилия и изготавливаемые обычно из железобетона.

Порядок выполнения

1. определим размеры подошвы фундамента $A_f' = N_n / (R - \gamma_{mf} d)$,

где N_n – нормативная продольная сила $N_n = N / \gamma_{mf}$,

R – расчетное сопротивление гранта основания,

γ_{mf} – удельный вес грунта основания,

d – глубина заложения основания;

2. принимаем площадь фундамента $A_f = a * b$;

3. определим давление на грунт $P_{zp} = N / A_f$;

4. сравниваем P_{zp} и R_0 ;

5. если $P_{zp} > R$, увеличиваем размер подошвы фундамента;

6. если $P_{zp} < R$, определяем наименьшую высоту фундамента из условия про-

$$\text{давливания } h_{0,\min} = -\frac{h+b}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{0.9R_{bt} + P_{zp}}}$$

где h и b – размеры сечения колонны,

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению;

7. находим высоту фундамента из условия заделки колонны $H_{\phi} = 1,5h + 25\text{см}$;

8. высота с учетом анкерной сжатой арматуры колонны $H_{\phi,\text{анк}} = h_{cm} + 20\text{см}$,

где $h_{cm} = 30d + \delta$, d – диаметр арматуры колонны, δ – зазор между колонной и дном стакана;

9. проверим соответствие рабочей высоты нижней ступени фундамента условию продавливания, поперечная сила будет равна $Q_l = 0,5(a - h - 2h_0)P_{zp}$,

где a – размер подошвы, h – высота сечения колонны, $h_0 = H - a_3$ – рабочая высота фундамента;

10. минимальное поперечное усилие, воспринимаемое бетоном

$$Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b_{cm} h_0$$

$\varphi_{b3} = 0,6$ – для тяжелого бетона;

$\varphi_f = 0$ – для плит сплошного сечения;

- $\varphi_n=0$ – в виду отсутствия продольных сил;
 R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению;
 $\gamma_{b2}=0,9$;
 b_{cm} - рабочая высота нижней ступени;
11. если $Q_b < Q_l$, увеличиваем высоту фундамента;
 12. если $Q_b > Q_l$, выполняем расчет на продавливание; расчетная продавливающая сила $F = N \cdot 10^3 - A_{of} P_{zp} \cdot 10^{-1}$,
 где $A_{of} = (h + 2h_0)^2$ - площадь основания пирамиды;
 13. расчет на продавливание выполняют по условию $F \leq \varphi_b R_{bt} h_0 U_m$,
 где φ_b – коэффициент, принимаемый равным 1 для тяжелых бетонов,
 $U_m = 4(h + h_0)$ - среднеарифметическое между параметрами верхнего и нижнего основания пирамиды;
 14. если условие на продавливание не выполняется, увеличиваем высоту фундамента;
 15. определяем расчетный изгибающий момент $M = 0,125 P_{zp} (a - h)^2 a$;
 16. найдем площадь поперечного сечения арматуры $A_s = M / (0,9 R_s h_0)$;
 - где R_s – расчетное сопротивление арматуры;
 17. принимаем диаметр рабочей арматуры и определяем процент армирования $M = (A_s / a h_0) \cdot 100$.

Информационное обеспечение

1. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*
2. В.И.Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М. ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 15

Практическая работа 15 Расчет фундамента

Задание: рассчитать монолитный железобетонный фундамент стаканного типа и законструировать его по данным таблицы 27.

Расчетное сопротивление грунта взять $R = 0,672 \text{ МПа} = 672 \text{ кПа}$.

Защитный слой принять равным 4 см.

Средний вес грунта 20 кН/м^3

Класс арматуры А400.

Класса бетона В25.

Глубина заложения основания 1,5 м.

Продольная сила 1010 кН.

Сечение колонны 0,5*0,5 м.

Диаметр рабочей арматуры в колонне – 16 мм.

Решение

1. определим размеры подошвы фундамента

$$A_f' = N_n / (R - \gamma_{mf} d) = 842 / (672 - 20 \cdot 1,5) = 1,31 \text{ м}^2,$$

где N_n – нормативная продольная сила $N_n = N / \gamma_f = 1010 / 1,2 = 842 \text{ кН}$

2. принимаем площадь фундамента $A_f = a \cdot b = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ м}^2$;

3. определим давление на грунт $P_{zp} = N / A_f = 1010 / 2,25 = 449 \text{ кПа}$;

4. $P_{zp} = 449 \text{ кПа} < R = 672 \text{ кПа}$;

5. определяем наименьшую высоту фундамента из условия продавливания

$$h_{0,min} = -\frac{h+b}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{0,9R_{bt} + P_{zp}}} = -\frac{0,5+0,5}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1010}{0,9*1,05 + 449}} = 0,5\text{ м},$$

$R_{bt} = 1,05\text{ МПа}$ – [СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003, таблица 6.8] - расчетное сопротивление бетона растяжению;

6. находим высоту фундамента из условия заделки колонны

$$H_{\phi} = 1,5h + 25\text{ см} = 1,5*50 + 25 = 100\text{ см};$$

7. высота с учетом анкерной сжатой арматуры колонны

$$H_{\phi,анк} = h_{cm} + 20\text{ см} = 53 + 20 = 73\text{ см},$$

$$\text{где } h_{cm} = 30d + \delta = 30*1,6 + 5 = 53\text{ см}$$

8. проверим соответствие рабочей высоты нижней ступени фундамента условию продавливания, поперечная сила будет равна

$$Q_1 = 0,5(a-h-2h_0)P_{zp} = 0,5(1,5-0,5-2*0,96)*449 = -206\text{ кН} < 0$$

где $h_0 = H - a_3 = 100 - 4 = 96\text{ см}$ - рабочая высота фундамента;

9. минимальное поперечное усилие, воспринимаемое бетоном

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt} \gamma_{b2} b_{cm} h_0 = 0,6(1 + 0 + 0)1,05(100)*0,9*26*96 = 141523\text{ Н} = 142\text{ кН}$$

$\varphi_{b3} = 0,6$ - для тяжелого бетона;

$\varphi_f = 0$ - для плит сплошного сечения;

$\varphi_n = 0$ - в виду отсутствия продольных сил;

$\gamma_{b2} = 0,9$;

$b_{cm} = 300 - 40 = 260\text{ мм} = 26\text{ см}$ - рабочая высота нижней ступени;

10. $Q_b = 142\text{ кН} > Q_1$, выполняем расчет на продавливание;

расчетная продавливающая сила

$$F = N*10^3 - A_{of}P_{zp}*10^{-1} = 1010*10^3 - 58564*449*10^{-1} < 0,$$

где $A_{of} = (h + 2h_0)^2 = (50 + 2*96)^2 = 58564\text{ см}^2$;

11. расчет на продавливание выполняют по условию

$$F < \varphi_b R_{bt} h_0 U_m = 1*1,05(100)*96*584 = 5886,72*10^3\text{ Н},$$

где $\varphi_b = 1$ для тяжелых бетонов,

$$U_m = 4(h + h_0) = 4(50 + 96) = 584\text{ см};$$

Условие удовлетворяется.

12. определяем расчетный изгибающий момент

$$M = 0,125P_{zp}(a-h)^2 a = 0,125*449(1,5-0,5)^2*1,5 = 84,18\text{ кНм};$$

13. найдем площадь поперечного сечения арматуры

$$A_s = M / (0,9R_s h_0) = 8418 / (0,9*35,0*96) = 2,78\text{ см}^2;$$

где $R_s = 350\text{ МПа} = 35,0\text{ кН/см}^2$ [СП 63.13330.2012, таблица 13, с.18] – расчетное сопротивление арматуры;

14. принимаем диаметр рабочей арматуры $10A400$ и определяем процент армирования $\mu = (A_s / ah_0)*100 = (6,28 / (150*96)) = 0,04$.

Пример выполнения чертежей смотри рисунки 9 и 10.

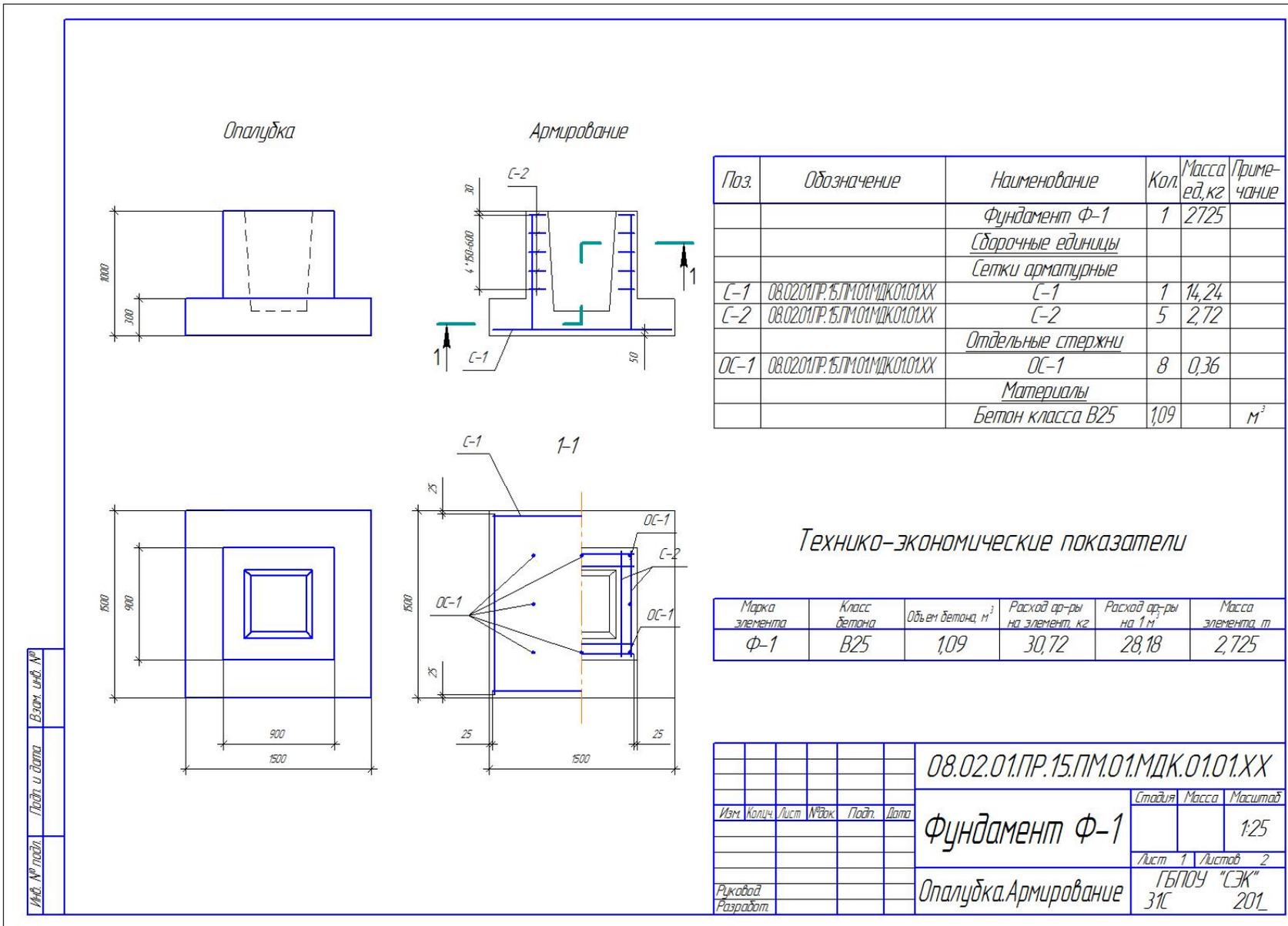
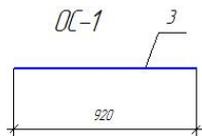
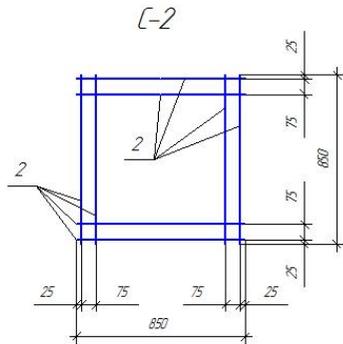
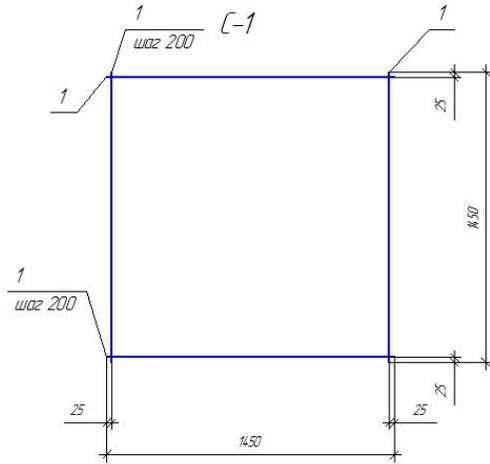


Рисунок 9



| Поз. | Обозначение | Наименование | Кол. | Масса ед., кг | Приме- чание |
|------|---------------|---------------|------|------------------|-----------------|
| | | <i>Детали</i> | | | |
| | ГОСТ 5781-82* | φ10A400 | | | |
| 1 | | l=1450 | 16 | 0,89 | |
| | ГОСТ 5781-82* | φ8A240 | | | |
| 2 | | l=850 | 40 | 0,34 | |
| 3 | | l=920 | 8 | 0,36 | |

Ведомость расхода стали, кг

| Марка элемента | Изделия арматурные | | | | Всего |
|-------------------|--------------------|-------|-------|-------|-------|
| | Арматура класса | | | | |
| | A400 | | A240 | | |
| | ГОСТ 5781-82* | | | | |
| | φ10 | Итого | φ8 | Итого | |
| Ф-1 | 14,24 | 14,24 | 16,48 | 16,48 | 30,72 |

Изд. № _____
Лист № _____
Взам. инв. № _____

| | | | | | | | | |
|---------------------|--|--|--|--|--|----------------------------------|----------|---------|
| | | | | | | 08.02.01.ПР.15.ПМ.01МДК.01.01.ХХ | | |
| | | | | | | Стадия | Масса | Масштаб |
| | | | | | | | | 1:20 |
| | | | | | | Лист 2 | Листов 2 | |
| Руковод Разработ | | | | | | ГБПОУ "СЭК" 31С 201 | | |

Рисунок 10

Практическая работа 16 Определение несущей способности висячей сваи и сваи-стойки

Практическая работа выполняется после изучения темы «Расчет свайных фундаментов»

Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Расчет свайных фундаментов», научиться рассчитывать сваи-стойки и висячие сваи.

Задание: выполнить расчет висячей сваи и сваи-стойки по данным таблицы 28

Забивка сваи производится дизель-молотом.

Острые сваи 0,25м.

Таблица 28

| № варианта | Длина сваи, м | Сечение сваи, мм | Грунт – песок | Глубина забивки, м |
|------------|---------------|------------------|-------------------|--------------------|
| 1 | 5,5 | 450*450 | мелкий | 5,5 |
| 2 | 5,5 | 300*300 | пылеватый | 4,5 |
| 3 | 6,0 | 400*400 | средней крупности | 5,0 |
| 4 | 6,0 | 350*350 | пылеватый | 5,5 |
| 5 | 5,0 | 450*450 | крупный | 4,5 |
| 6 | 5,5 | 300*300 | средней крупности | 5,0 |
| 7 | 6,0 | 400*400 | мелкий | 5,5 |
| 8 | 5,0 | 350*350 | пылеватый | 4,5 |
| 9 | | 300*300 | крупный | 5,0 |
| 10 | 5,5 | 400*400 | средней крупности | 5,5 |
| 11 | 5,5 | 350*350 | мелкий | 4,5 |
| 12 | 6,0 | 450*450 | пылеватый | 4,5 |
| 13 | 5,0 | | крупный | |
| 14 | 6,0 | 300*300 | средней крупности | 5,0 |
| 15 | 5,5 | 400*400 | мелкий | 5,5 |
| 16 | | 350*350 | пылеватый | 4,5 |
| 17 | 5,0 | 450*450 | крупный | |
| 18 | 5,5 | 300*300 | средней крупности | 5,0 |
| 19 | 6,0 | 400*400 | мелкий | 5,5 |
| 20 | 5,0 | 350*350 | пылеватый | 4,5 |
| 21 | 5,0 | 450*450 | крупный | 5,0 |
| 22 | 5,5 | 300*300 | средней крупности | 5,5 |
| 23 | 6,0 | 400*400 | мелкий | 4,5 |
| 24 | 5,0 | 350*350 | пылеватый | |
| 25 | 5,5 | 450*450 | крупный | 5,0 |

Методические указания

Сваями называются относительно длинные стержни, погружаемые в грунт в готовом виде или изготавливаемые в грунте в вертикальном или наклонном положении.

Свайной конструкцией (фундаментом) называется группа свай, объединенная поверху специальными плитами или балками, называемыми ростверками. Ростверки бывают низкие и высокие.

По способу передачи давления от сооружения на основание различают сваи-стойки и сваи трения (висячие сваи).

Сваи-стойки передают нагрузку на несжимаемые горные породы, поэтому силы трения по боковой поверхности практически не возникают и их несущая способность зависит только от несущей способности грунта под острием сваи.

Сваи трения (висячие) окружены со всех сторон сжимаемыми грунтами, и нагрузка на основание передается как за счет сил трения по боковой поверхности сваи, так и за счет сопротивления грунта под нижним концом сваи.

Порядок выполнения:

1. определим несущую способность висячей сваи

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным единицы;

γ_{cR} , γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом сваи и по ее боковой поверхности;

R - расчетное сопротивление грунта сваи под нижним концом сваи;

A - площадь опирания сваи на грунт, принимаемая по площади поперечного сечения сваи;

U - наружный периметр поперечного сечения сваи;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи;

h_i - толщина i -го слоя грунта, прорезываемого свайей;

2. находим допустимую расчетную нагрузку на сваю $F = F_d / \gamma_g$,

где γ_g - коэффициент надежности;

3. расчет сваи-стойки производим по формуле $F_d = \gamma_c R A$;

4. находим допустимую расчетную нагрузку на сваю $F = F_d / \gamma_g$.

Информационное обеспечение

1. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85

2. В.И.Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М. ИНФРА-М, 2005г.

Пример оформления практической работы 16

Практическая работа 16 Определение несущей способности висячей сваи и сваи-стойки

Задание: выполнить расчет висячей сваи и сваи-стойки.

Забивка сваи производится дизель- молотом.

Острие сваи 0,25м.

Длина сваи 4,5м.

Сечение сваи 300*300 мм.

Грунт – песок средней плотности.

Глубина забивки 4,0м.

Решение

1. определим несущую способность висячей сваи

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) = 1 [1,0 * 3,2 * 0,09 + 1,2 (1,0 * 0,035 * 2 + 1,0 * 0,048 * 2)] = 0,504 \text{ МН},$$

$\gamma_{cR} = 1,0$, $\gamma_{cf} = 1,0$ – коэффициенты условий работы [СП 24.13330.2011, таблица 7.4];

$R = 3,2 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление грунта сваи под нижним концом сваи [СП 24.13330.2011, таблица 7.2];

$A = 0,3 * 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$ – площадь опирания сваи на грунт, принимаемая по площади поперечного сечения сваи;

$U = 0,3 * 4 = 1,2 \text{ м}$ – наружный периметр поперечного сечения сваи;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи [СП 24.13330.2011, таблица 7.3];

h_i – толщина i -го слоя грунта, прорезываемого свайей;

2. находим допустимую расчетную нагрузку на сваю

$$F = F_d / \gamma_g = 0,504 / 1,4 = 0,36 \text{ МН}$$

где $\gamma_g = 1,4$ – коэффициент надежности;

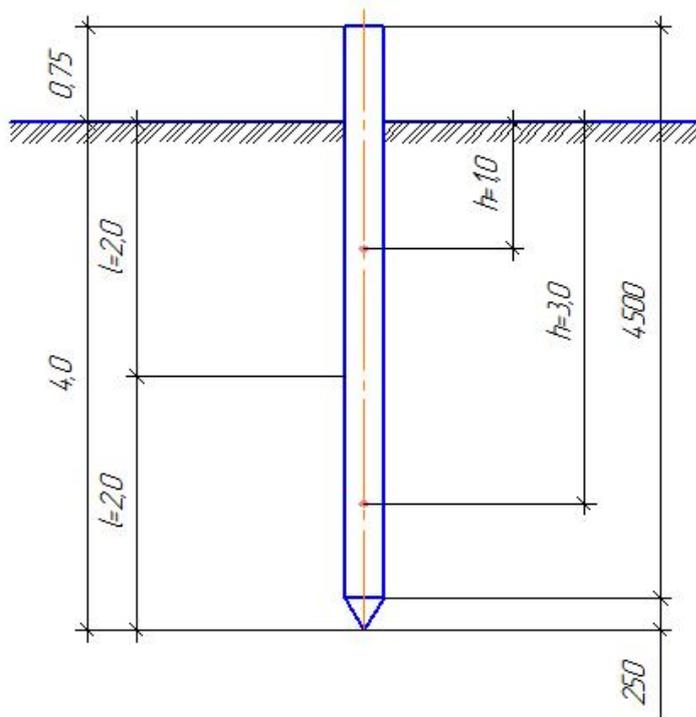
3. расчет сваи-стойки производим по формуле

$$F_d = \gamma_c R A = 1 * 20 * 0,09 = 1,8 \text{ МН};$$

4. находим допустимую расчетную нагрузку на сваю

$$F = F_d / \gamma_g = 1,8 / 1,4 = 1,29 \text{ МН}.$$

Пример оформления чертежа смотри рисунок 11.



| | | | | | | | | | | | |
|-----------|-------|------|--------|------|--------|-------|------|-----------------------------------|--------|-------|---------|
| Изм. № | Подп. | Изм. | Колуч. | Лист | № док. | Подп. | Дата | 08.02.01.ПР.16.ПМ.01.МДК.01.01.ХХ | Стадия | Масса | Масштаб |
| | | | | | | | | | | | 1:50 |
| № подл. | | | | | | | | Лист | Листов | 1 | |
| Руковод | | | | | | | | ГБПОУ "СЭК" | | | |
| Разработ. | | | | | | | | 31С | | | 201 |

Рисунок 11

ИНФОРМАЦИОННОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ

1. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*
2. СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80
3. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*
4. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003
5. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*
6. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*
7. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85
8. В.И.Сетков, Е.П.Сербин Строительные конструкции, М. ИНФРА-М, 2005г.
9. Сортамент пиломатериалов
- 10.Сортамент горячекатаных профилей
Интернет-ресурсы
- 11.<http://docs.cntd.ru/document>

Содержание

| | |
|----------------------------|----|
| Общие указания | 3 |
| Практическая работа 1 | 5 |
| Практическая работа 2 | 13 |
| Практическая работа 3 | 18 |
| Практическая работа 4 | 20 |
| Практическая работа 5 | 24 |
| Практическая работа 6 | 29 |
| Практическая работа 7 | 35 |
| Практическая работа 8 | 38 |
| Практическая работа 9 | 40 |
| Практическая работа 10 | 46 |
| Практическая работа 11 | 48 |
| Практическая работа 12 | 51 |
| Практическая работа 13 | 59 |
| Практическая работа 14 | 62 |
| Практическая работа 15 | 65 |
| Практическая работа 16 | 71 |
| Информационное обеспечение | 75 |