



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	B15
2	сжатие осевое	тяжелый естественного твердения	B3,5
3	растяжение осевое	тяжелый подвергнутый автоклавной обработке	B5
4	растяжение осевое	тяжелый естественного твердения	B3,5
5	сжатие осевое	мелкозернистый группы А естественного твердения	B5
6	растяжение осевое	мелкозернистый группы А естественного твердения	B5
7	сжатие осевое	легкий марки по средней плотности марки D 800	B2,5
8	растяжение осевое	мелкозернистый группы Б естественного твердения	B3,5

	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- грузка 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- грузка от па- роизо- ляции, Н/м ²	Со- став пола	Сетка опор, м	Сечение 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

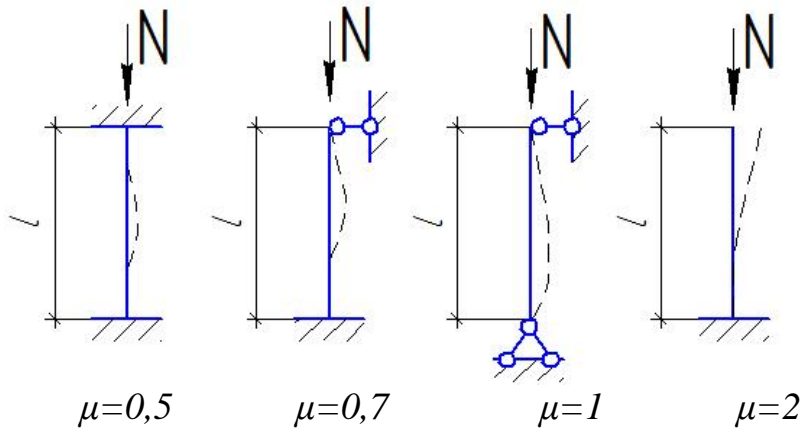
Методические указания

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

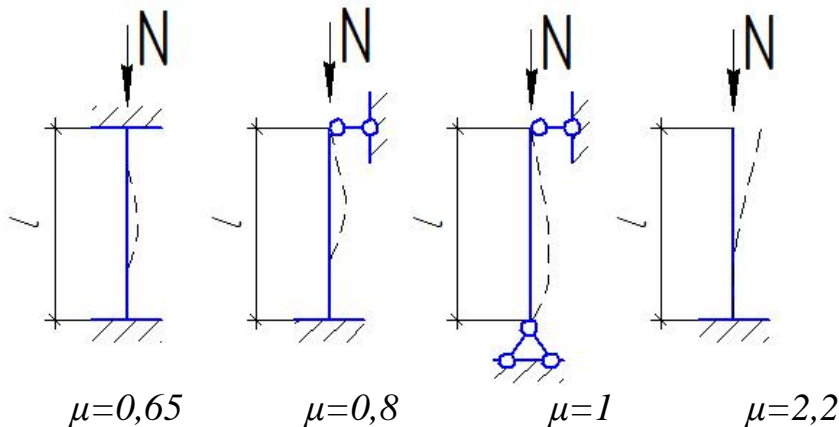
Деревянные стойки (колонны) применяются при строительстве деревянных зданий, сельскохозяйственных сооружений, складов, временных зданий, в качестве опор для опалубки при изготовлении монолитных железобетонных

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,

$R_{с,тн} = 16 * 0,65 = 10,4 \text{ МПа} = 1,04 \text{ кН/см}^2$ – 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 $A_{gp} = 6 \cdot 3 = 18 \text{ м}^2$;
- 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 $4\phi 16 A400$
 $s \Sigma A_s=8,04 \text{ см}^2$ [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

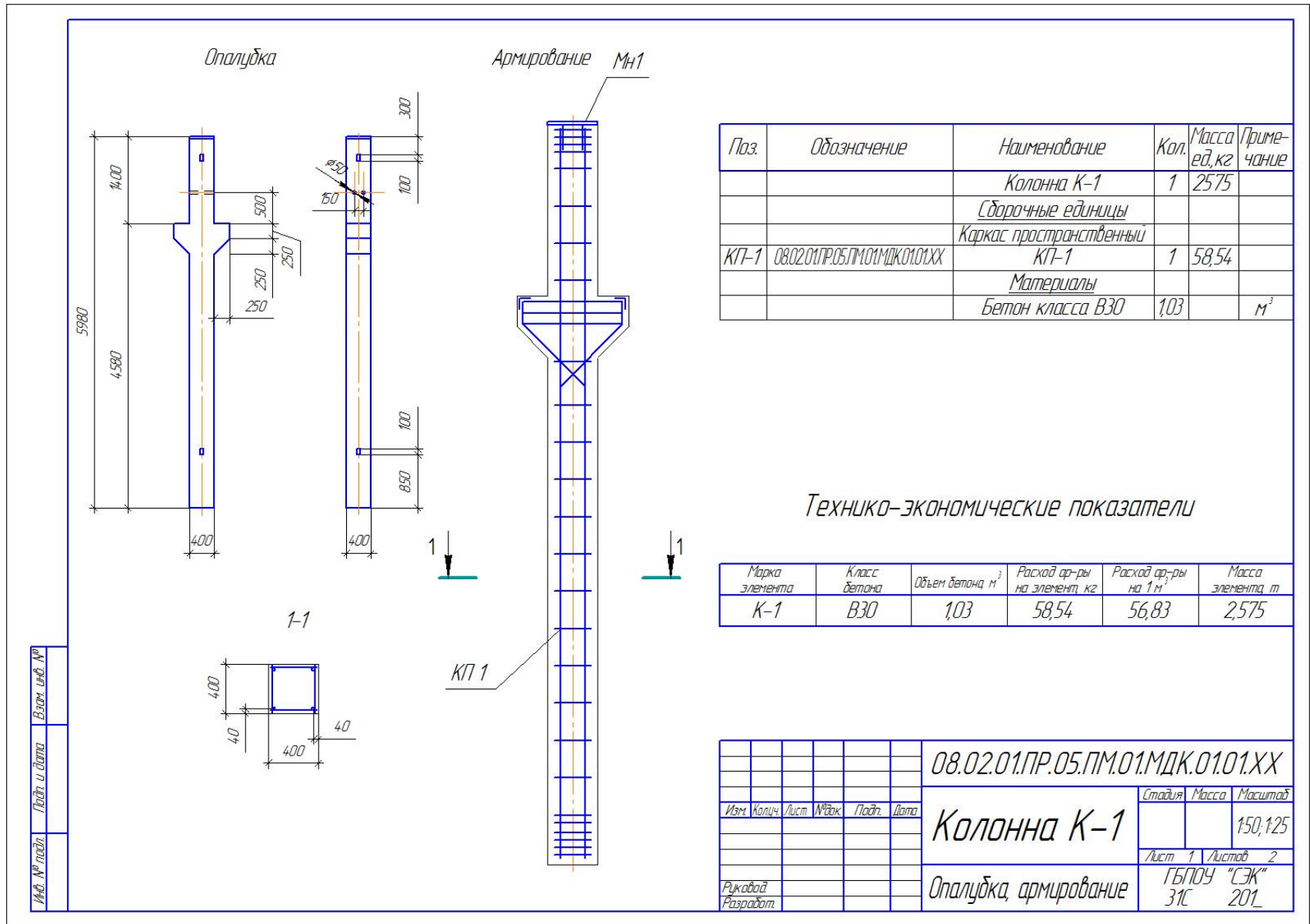


Рисунок 2

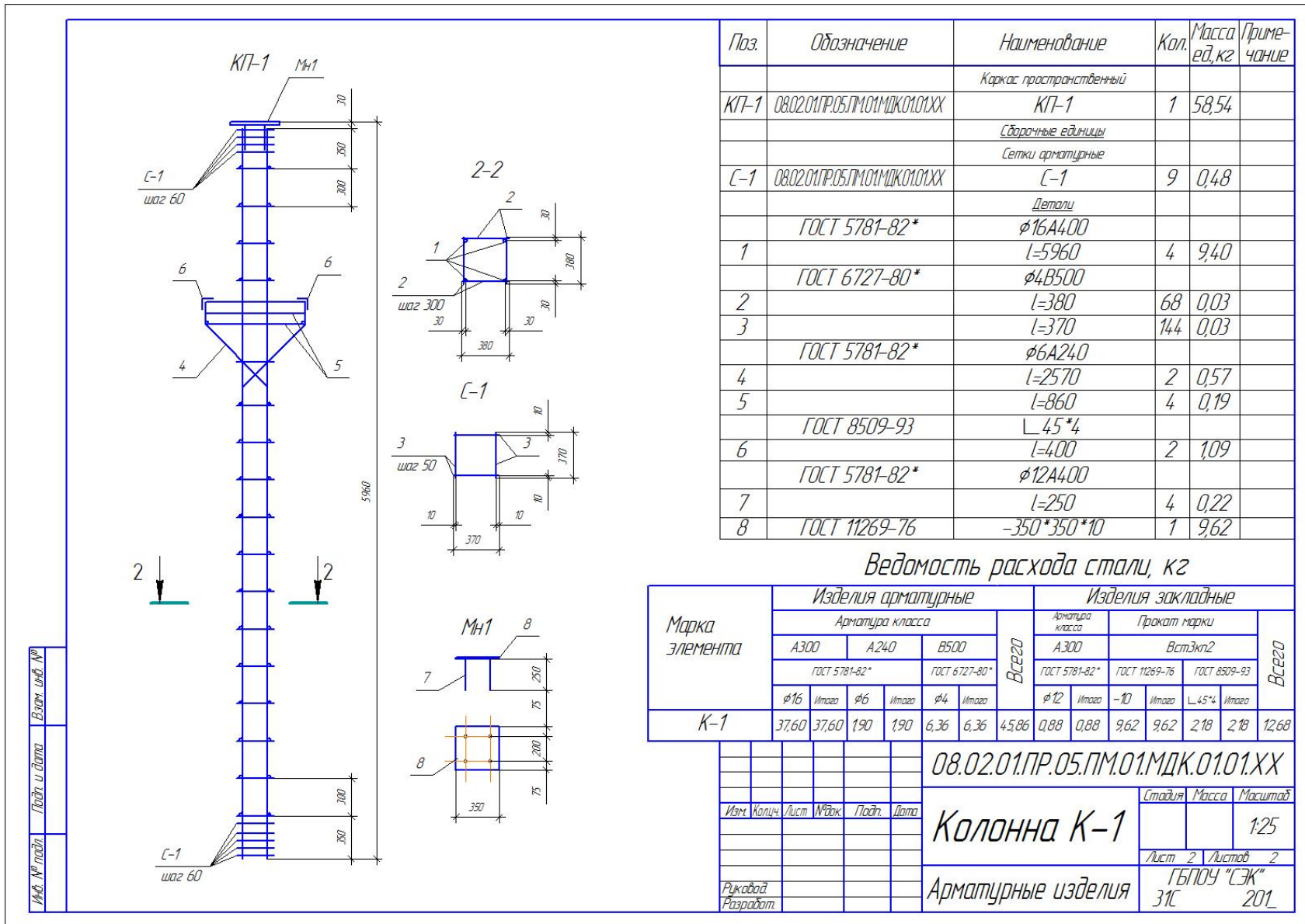


Рисунок 3

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
 $N_{\phi} = m_q \phi R_{sk} A = 1 * 0,738 * 2,82 * 10^6 * 0,26 = 541102 \text{ Н} = 541,102 \text{ кН} > N = 500 \text{ кН}$;

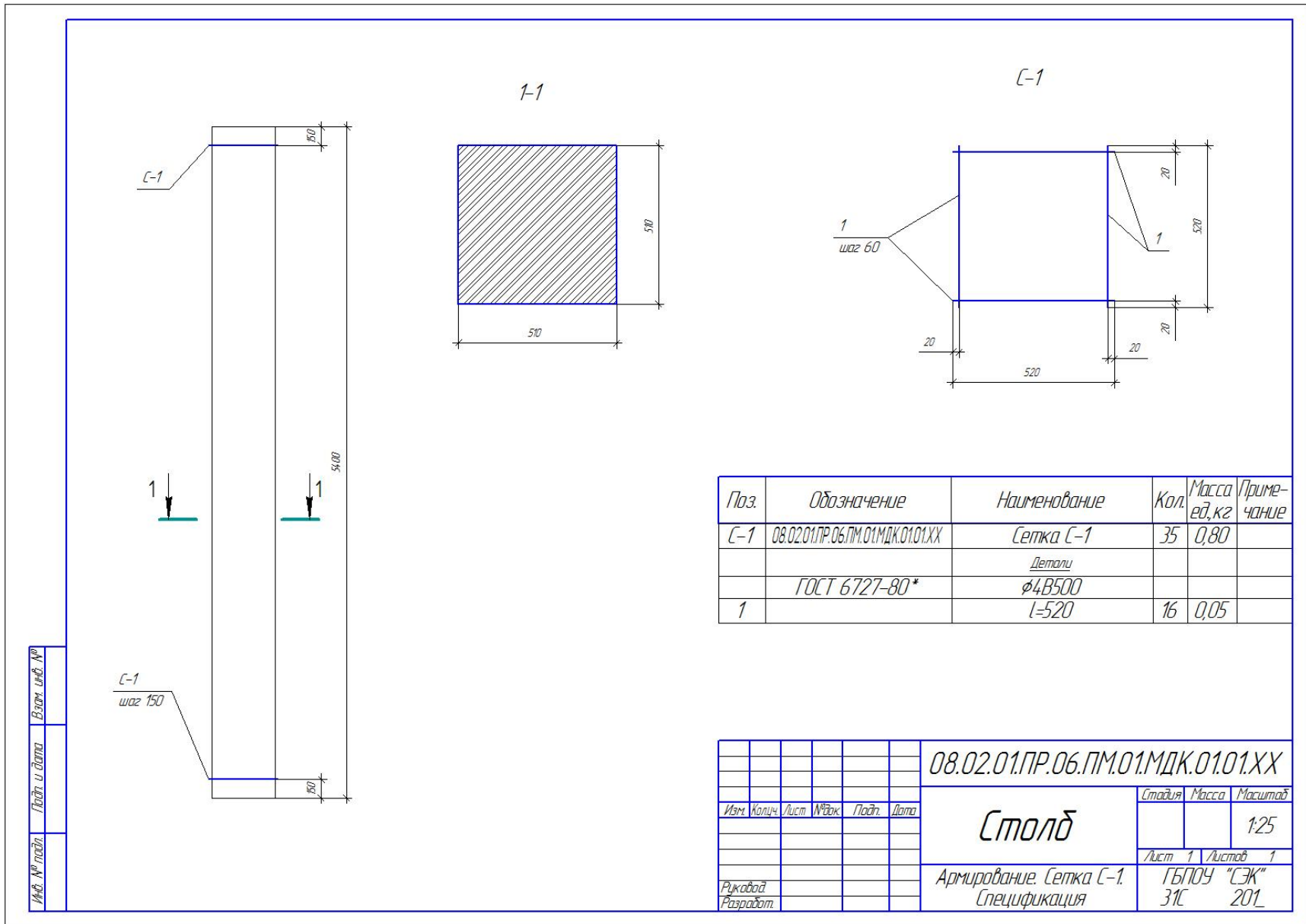


Рисунок 4

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 6м.

Шаг балок 3,5м.

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

1. Нагрузки на 1м 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 №35Б1 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

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

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

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

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

2. определяем действующие усилия:

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

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

2. определяем момент сопротивления

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

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

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

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

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

7. определяем фактические значения:

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

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

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

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

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

где $R_{ск} = 1,6 \cdot 0,9 = 1,44 \text{ МПа} = 0,144 \text{ кН/см}^2$ – 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 приопорных 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 $g = hb\gamma\gamma_f$,

где γ – усредненный вес железобетона, равный $25000\text{Н}/\text{м}^3$

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– А600. 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 2ф32А600 с $A_s = 16,09 \text{ см}^2$

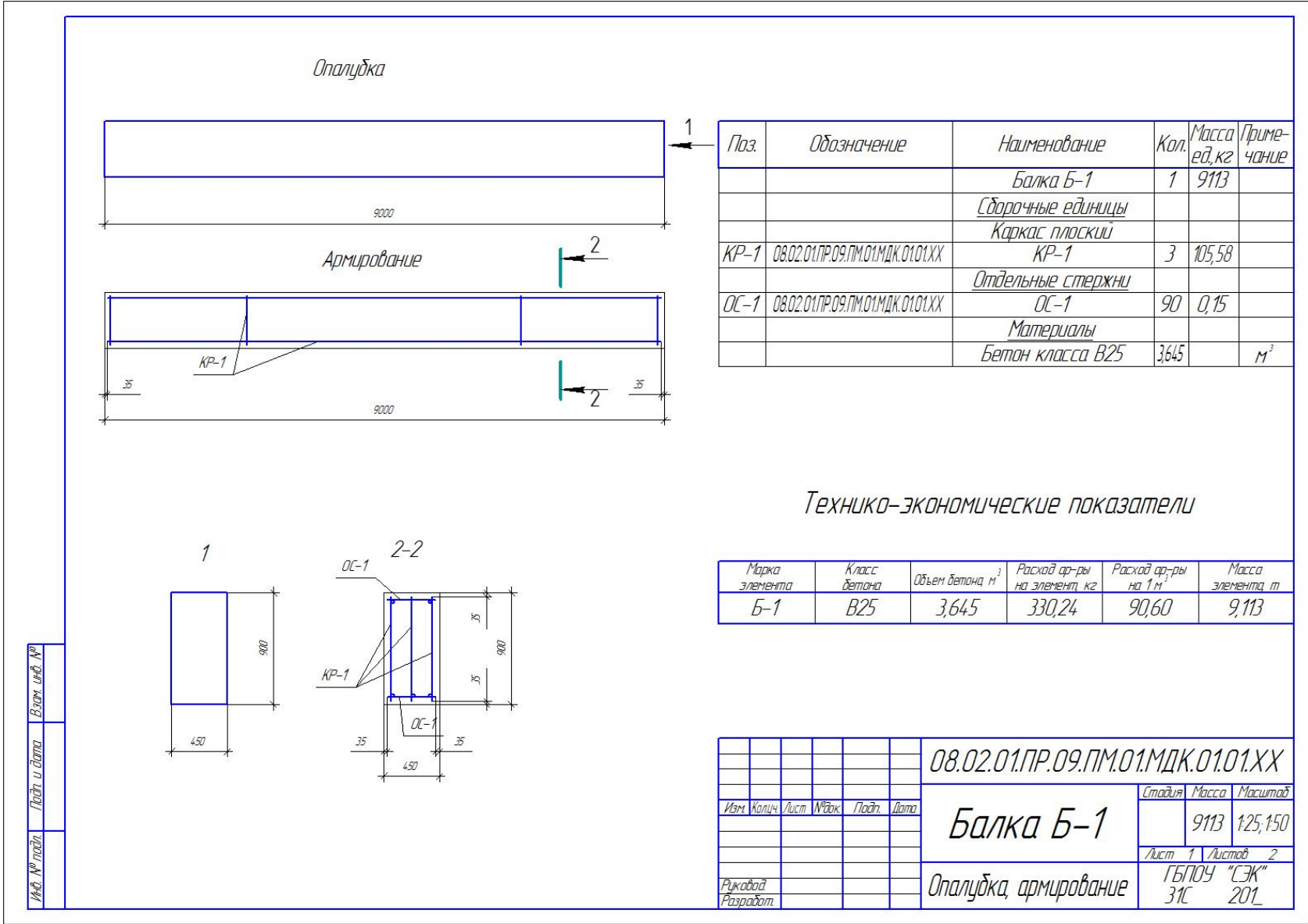


Рисунок 5

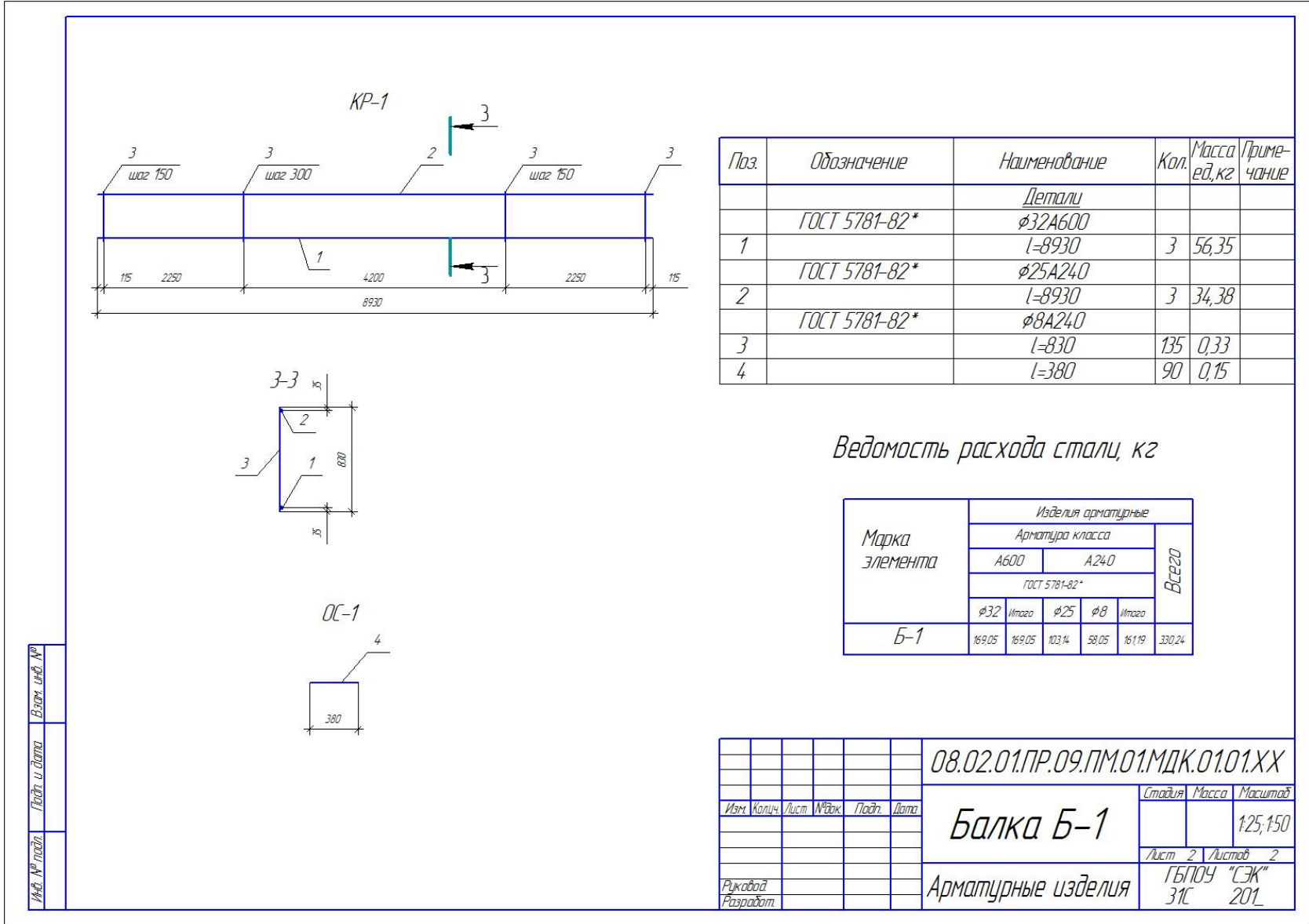


Рисунок 6

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 косоугольного 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, брусьев, 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:

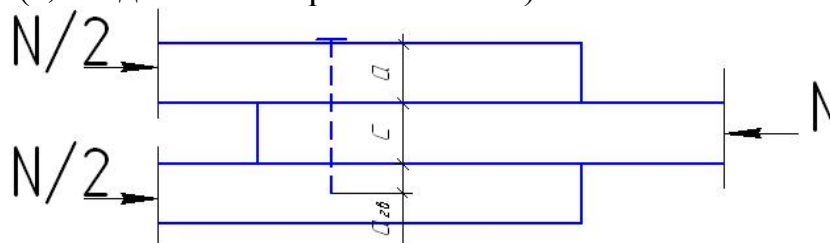
1. Определяем расчетную длину гвоздя $a_{\text{рз}} = l_{\text{зб}} - a - c - 2n_{\text{ш}} - 1,5d$

где a, c - толщины досок

$l_{\text{зб}}$ - длина гвоздя

$2n_{\text{ш}}$ - 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.

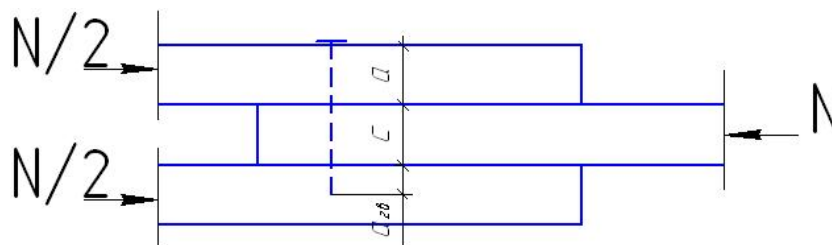
Действующая сила-10кН.

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.

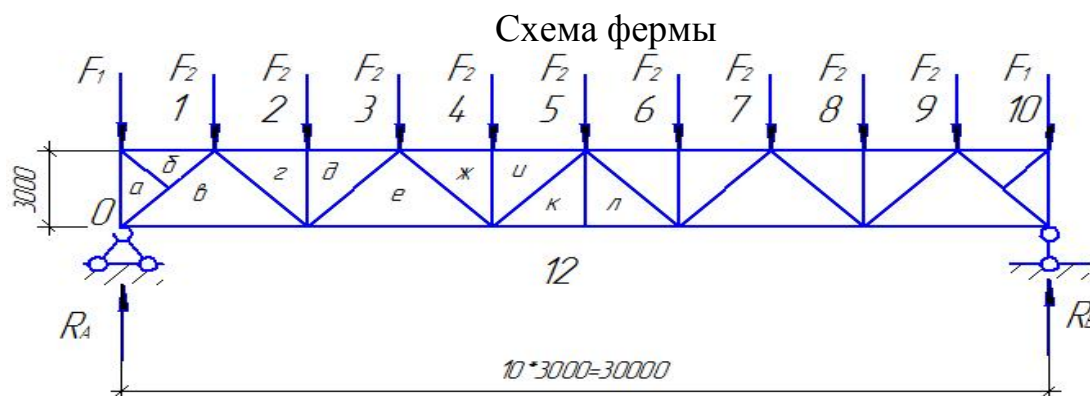
Задание: спроектировать и рассчитать элементы фермы из спаренных уголков пролетом 30 метров, шаг несущих конструкций 6 метров. Класс ответственности здания: четные варианты I; нечетные варианты II.

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:

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

на перо

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

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 срезом 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

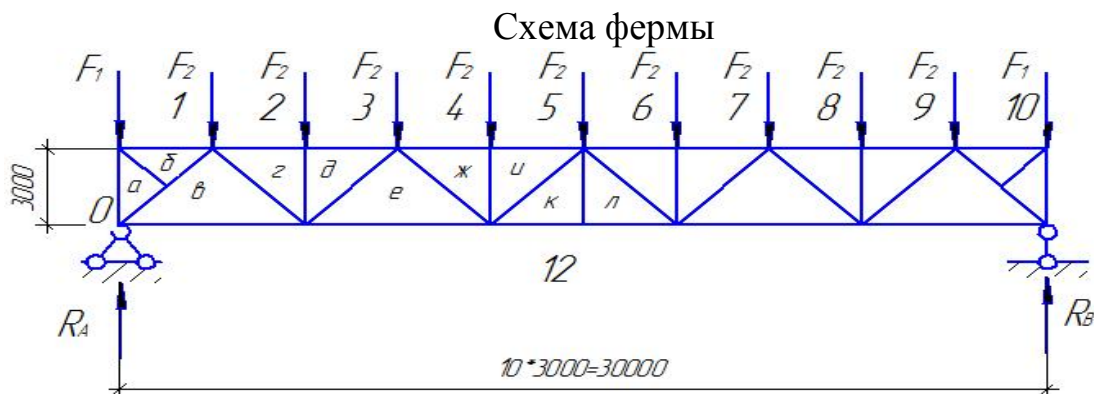
Задание: спроектировать и рассчитать элементы фермы из спаренных уголков пролетом 30 метров , шаг несущих конструкций 6 метров . Класс ответственности здания III.

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

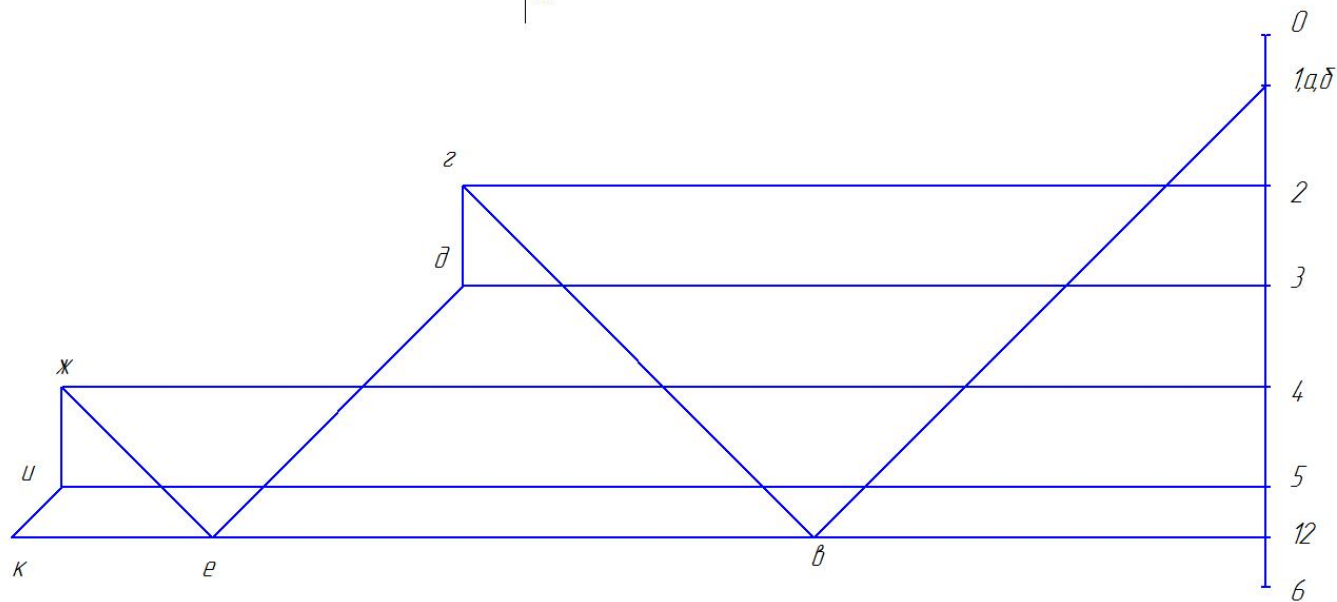
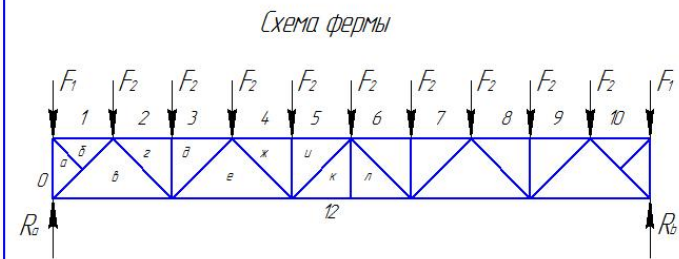
$$\sigma = N / (\varphi A) = 802 / (0,635 * 52,6) = 24,01 \text{кН/см}^2 = 240,1 \text{МПа};$$

$\sigma = 240,1 \text{МПа} < R_y \gamma_c = 270 * 0,95 = 256,5 \text{МПа}$ - 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. № подл. Лист и дата. Взам инв. №

						08.02.01.ПР.12.ПМ.01.МДК.01.01.ХХ		
Изм.	Колич.	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

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

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 2 см 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»

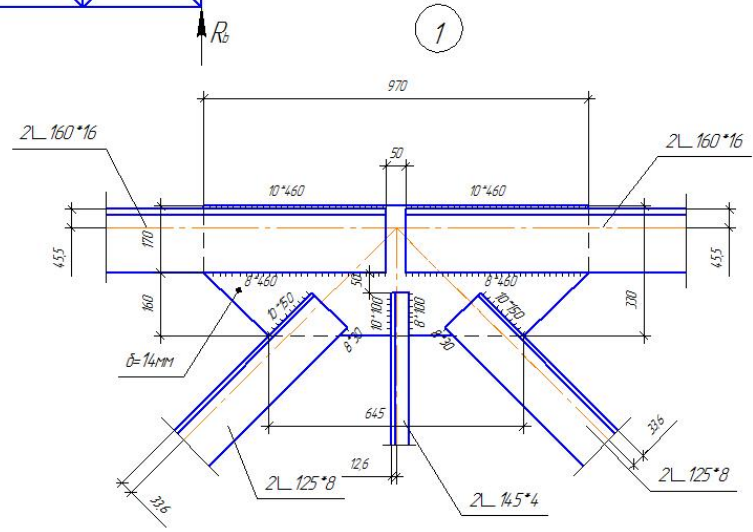
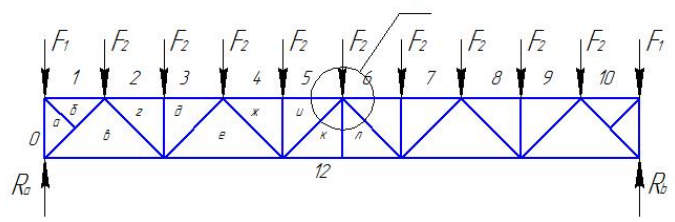
Цель работы: закрепить знания, полученные по теме «Деревянные фермы», научиться производить расчет сжатого пояса фермы.

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

Схема фермы 1



Изм. №	№ изм.	Дата

08.02.01.ПР.12.ПМ.01.МДК.01.01.ХХ					
Изм.	Кол-во	Лист	№рек.	Подп.	Дата
Руковод.					
Разработ.					
Узел фермы				Стадия	Масса
				Лист	Листов
				31С	201
					1
					1:200, 1:10

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

1. СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80
2. Сортамент лесоматериалов
3. 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-

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

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 $M = (A_s / ah_0) \cdot 100$.

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

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

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

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

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

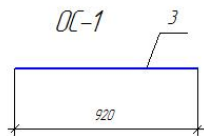
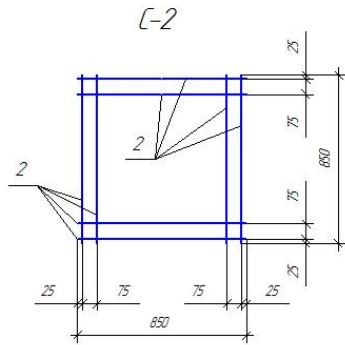
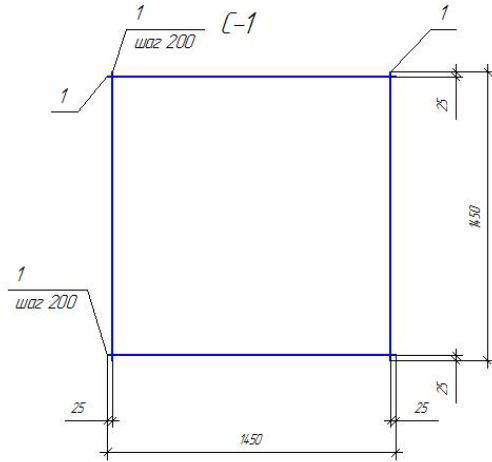
13. найдем площадь поперечного сечения арматуры

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

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 $\mu = (A_s / a h_0) * 100 = (6,28 / (150*96)) = 0,04$.

Пример выполнения чертежей смотри рисунки 9 и 10.



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. № _____
 Подп. и дата _____
 Взам. инв. № _____

						08.02.01.ПР.15.ПМ.01МДК.01.01.XX		
Изм.	Колуч.	Лист	№док.	Подп.	Дата	Стадия	Масса	Масштаб
								1:20
						Лист 2	Листов 2	
Руковод						ГБПОУ "СЭК"		
Разработ						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 $4,0$ м.

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;

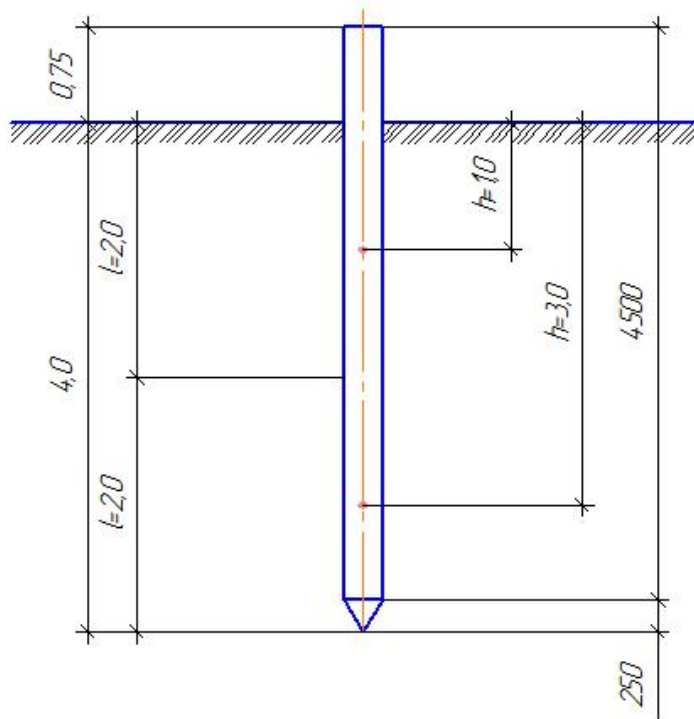
3. расчет сваи-стойки производим по формуле

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

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.



№№ подл.	Изм.	Колуч.	Лист	№вск.	Подп.	Дата	08.02.01.ПР.16.ПМ.01.МДК.01.01.ХХ		
							Стадия	Масса	Масштаб
Руковод Разработ.							Лист	Листов	1
							31С	201	
Взам. инв. №									
Подп. и дата									

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