



**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ОСЛАБЛЕННЫХ
ОГНЕВЫМ ВОЗДЕЙСТВИЕМ**



**Мирсаяпов Ил.Т.
Симаков В.Д
Никитин Г.П.**



**КГАСУ
Казань 2022**

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

Ил.Т. Мирсаяпов, В.Д. Симаков, Г.П. Никитин

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ОСЛАБЛЕННЫХ
ОГНЕВЫМ ВОЗДЕЙСТВИЕМ**

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

к выполнению практических занятий магистрантов
направления подготовки 08.04.01 «Строительство» по дисциплине
«Обследование зданий и сооружений, подвергшихся пожару»

Казань
2022

УДК 624.012.4

ББК 38.53

P15

Мирсаяпов Ил.Т., Симаков В.Д., Никитин Г.П.

Примеры расчета и конструирования усиления железобетонных конструкций, ослабленных огневым воздействием: Учебное пособие к выполнению практических занятий магистрантов направления подготовки 08.04.01 «Строительство» по дисциплине «Обследование зданий и сооружений, подвергшихся пожару» / Ил.Т. Мирсаяпов, В.Д. Симаков, Г.П. Никитин. – Казань: Изд-во Казанск. гос. архитектур.-строит. ун.-та, 2022. – 75 с.

В учебном пособии приводятся краткая теория и примеры решения технических задач в строительстве по восстановлению прочности и эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций, несущая способность которых была снижена огневым (после пожара) воздействием.

Пособие предназначено для подготовки к практическим занятиям магистрантов направления подготовки 08.04.01 «Строительство» по дисциплине «Обследование зданий и сооружений, подвергшихся пожару».

Рецензент

Зав. кафедрой МКиИС КГАСУ

Кандидат технических наук, доцент

Исаев А.В.

Директор ООО «ПРИС Меткон»

Кандидат технических наук, доцент

Юманов А.В.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

© Казанский государственный
архитектурно-строительный университет,
2022

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
Занятие №1. Определение огнестойкости зданий и строительных конструкций.....	5
Занятие №2. Определение остаточной несущей способности нормальных сечений изгибаемых элементов после огневого воздействия	7
Занятие №3. Определение остаточной несущей способности наклонных сечений изгибаемых элементов после огневого воздействия	11
Занятие №4. Определение остаточной несущей способности сжатых элементов (центральное сжатие со случайным эксцентриситетом).....	14
Занятие №5. Расчет усиления растянутой зоны для изгибаемого элемента, подвергшегося огневому воздействию	18
Занятие №6. Расчет усиления сжатой зоны для изгибаемого элемента, подвергшегося огневому воздействию	22
Занятие №7. Усиление стальной обоймой железобетонной колонны, подвергшейся пожару	25
Занятие №8. Определение остаточной несущей способности колонны с учетом распределения температурных полей по сечению	28
Занятие №9. Выполнить расчет железобетонной балки по образованию трещин после огневого воздействия	33
Занятие №10. Выполнить расчет железобетонной балки по прогибам после огневого воздействия	36
Занятие №11. Определение характеристик железобетонного перекрытия с учетом распределения температурных полей по сечению	39
Занятие №12. Усиление подвергшихся пожару перекрытий с использованием разгружающих рам.....	45
Занятие №13. Усиление балки подвергшейся пожару путем её объединения с пустотными плитами перекрытия.....	49
Занятие №14. Расчет по прочности консоли железобетонной колонны подвергшейся пожару	53
Приложение 1. Пожарно-техническая классификация	56
Приложение 2. Нормативные таблицы СП 63.13330.2018	59
Приложение 3. Нормативные таблицы СП 13-102-2003.....	62
Приложение 4. Нормативные таблицы СП 329.1325800.2017	63
Приложение 5. Нормативные таблицы СНиП 2-23-81.....	68
Приложение 6. Таблицы сортамента металлопроката	69
Приложение 7. Задание для курсового проектирования.....	72
ЛИТЕРАТУРА	74

ВВЕДЕНИЕ

Пожар – неконтролируемое горение, причиняющее материальный ущерб, вред жизни и здоровью граждан, интересам общества, бизнеса и государства. Для обычных строительных материалов и конструкций такое высокотемпературное воздействие является экстремальным, приводящим к быстрой утрате их несущей, ограждающей и теплоизолирующей способности.

В железобетонных конструкциях во время пожара, в результате одновременного воздействия высокой температуры и нагрузки, поверхностные слои бетона и рабочая арматура теряют свои эксплуатационные качества. Это приводит к снижению несущей способности конструкции. При достижении несущей способностью конструкции уровня рабочих нагрузок конструкция выходит из строя, что может спровоцировать обрушение всего каркаса.

Одним из главных направлений экономического развития в строительстве всегда было уменьшение сопутствующих потерь. Такие потери могут возникнуть и при реконструкции зданий после пожаров, если обследование поврежденных строительных конструкций проведено не на должном уровне. Практика исследования пожаров показывает, что во многих случаях можно восстановить и использовать поврежденные железобетонные конструкции здания после продолжительного огневого воздействия. При этом расходуется относительно небольшое количество новых материалов.

Демонтаж железобетонных конструкций, особенно монолитных участков, является трудоемкой работой, однако исправление и восстановление таких конструкций, дает выигрыш в материалах и во времени.

Целесообразность выбора способов восстановления зданий, поврежденных пожаром, определяют в каждом конкретном случае отдельно, в зависимости от состояния конструкций и эксплуатационных требований к ним.

Настоящее учебное пособие предназначено для магистрантов по специальности «Промышленное и гражданское строительство», изучающих дисциплину «Обследование зданий и сооружений, подвергшихся пожару», а так же может быть использовано студентами других строительных специальностей.

Целью практической части данного курса ставится:

- получить более глубокие знания у студентов в области расчета огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций, а так же в области оценке их технического состояния после огневого воздействия;
- получить первоначальные навыки по расчету и проектированию элементов усиления, восстановления прочностных и эксплуатационных свойств железобетонных конструкций, ослабленных огневым воздействием.

Материал, изложенный в данном пособии, предназначен для использования при проведении практических занятий, при курсовом проектировании и служит основой при подготовке магистров по данному направлению.

В пособии изложены примеры простейших задач, последовательное решение которых позволит студентам получить основные навыки по оценке технического состояния строительных конструкций, подвергшихся пожару, с последующей разработкой мероприятий по их усилению. После прохождения этого курса студенты будут иметь достаточно знаний для самостоятельной разработки более широкого спектра технических решений по восстановлению и

усилению строительных конструкций, смогут оценивать их техническое состояние, основываясь на полученных базовых принципах.

Учебное пособие состоит из оглавления, заданий для практических занятий, список литературы и приложений со справочным материалом.

Занятие №1. Определение огнестойкости зданий и строительных конструкций

Литература:

[ФЗ] – №ФЗ-123. Технический регламент о требованиях пожарной безопасности;

[СП1] – СП1.13130.2020. Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы;

[СП2] – СП2.13130.2020. Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты;

[СП4] – СП4.13130.2020. Системы противопожарной защиты. Ограничение распространения пожара на объектах.

1. Порядок определения пожарных характеристик здания.

При проектировании здания с точки зрения пожарной безопасности (а так же при обследовании зданий после пожара) проектировщику изначально надо ответить на 3 вопроса:

1. Как эвакуироваться из здания при пожаре?	2. Какие должны быть строительные конструкции ?	3. Чем отделывать помещения?
--	--	-------------------------------------

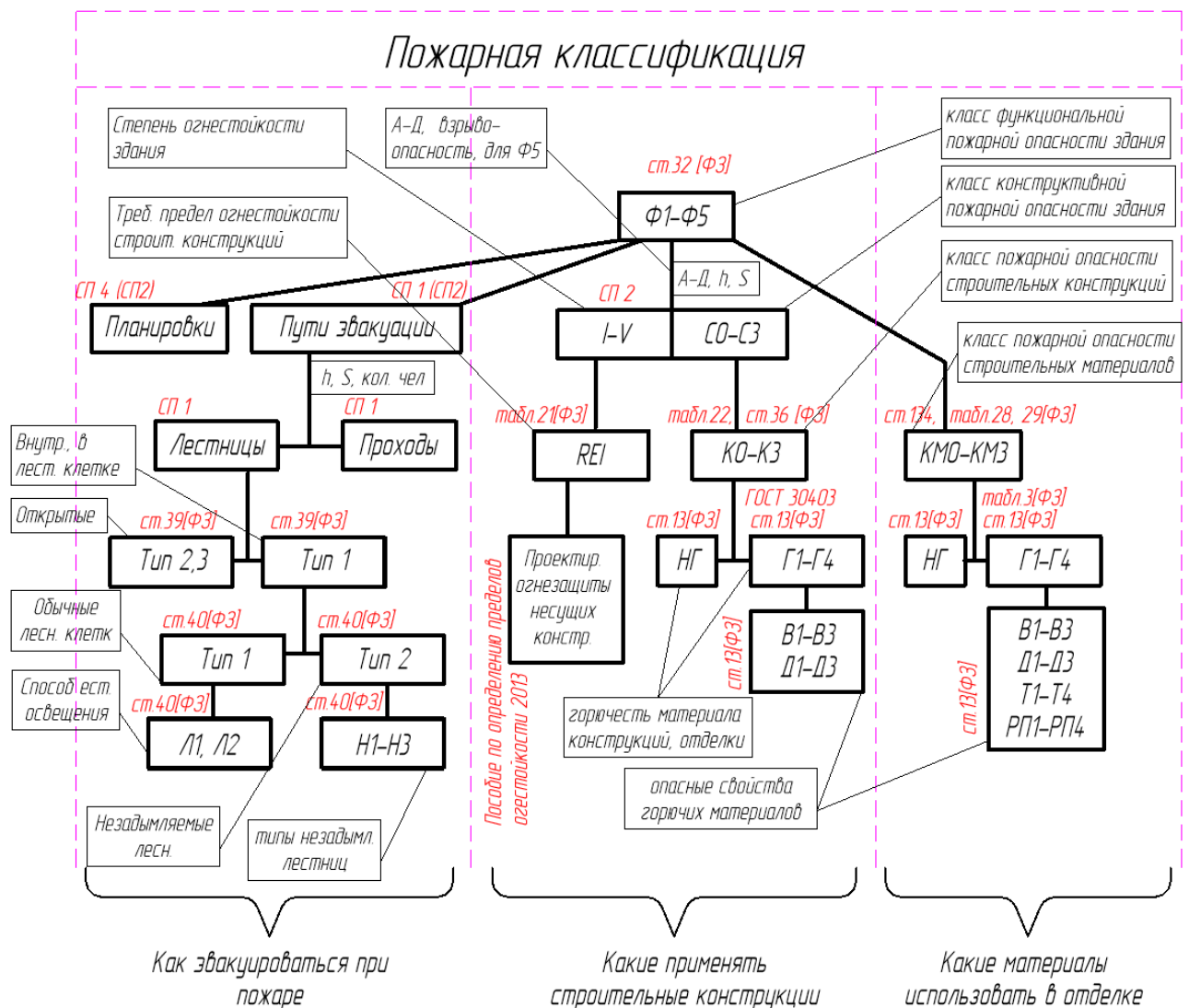


Рисунок 1.1 – Структура по определению пожарных характеристик здания

Для примера: у высотных зданий, согласно таблицам [СП2], всегда получается I степень огнестойкости, плюс в СП267.1325800.2016 "Здания и комплексы высотные. Правила проектирования" имеются дополнительные (повышающие) требования по REI. Класс конструктивной пожарной опасности для высоток тоже всегда С0. В "Лазурных небесах" (г.Казань, ул. П. Лумумбы) на фасаде (в середине высоты) имеется противопожарный пояс в уровне технического этажа. В данном случае это решение использовано для деления здания на пожарные отсеки, т.к. объемы пожарных отсеков ограниченные номами, меньше объема здания. Т.е. в [СП1]-[СП4] приведены общие требования, в то время как при проектировании специальных сооружений (например, высотного здания) эти требования могут быть расширены соответствующими нормами.

Дополнительно: В промышленных зданиях **степень огнестойкости (I-V) и класс конструктивной пожарной опасности (С0-С3)** зависят еще и от **взрыво- и пожароопасности** производства (А-Д). Эта информация поступает к проектировщику вместе с заданием от технологов.

Занятие №2. Определение остаточной несущей способности нормальных сечений изгибаемых элементов после огневого воздействия

Литература:

[3] – СП 329.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила обследования после пожара;

[4] – СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений;

[16] – СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции.

1. Пример №1

Определить предельную несущую способность нормального сечения ж.б. балки и его остаточную несущую способность после огневого воздействия с температурой 200 и 500 °С.

Исходные данные:

Расчетная длина балки	6 м
Шаг балок	6м
Размеры поперечного сечения балки	400×700(h)* мм
Класс бетона (п.6.1.11, [3])	B25*; $R_b = 14.5 \text{ МПа} *$
Рабочая арматура (нижняя)	3Ø20 A500*; $R_s = 430 \text{ МПа}$; $A_s = 942 \text{ мм}^2$

Примечание: Значение со знаком * принять в соответствии с индивидуальным заданием.

Решение:

1. Расчетная схема балки приведена на рисунке 2.1.

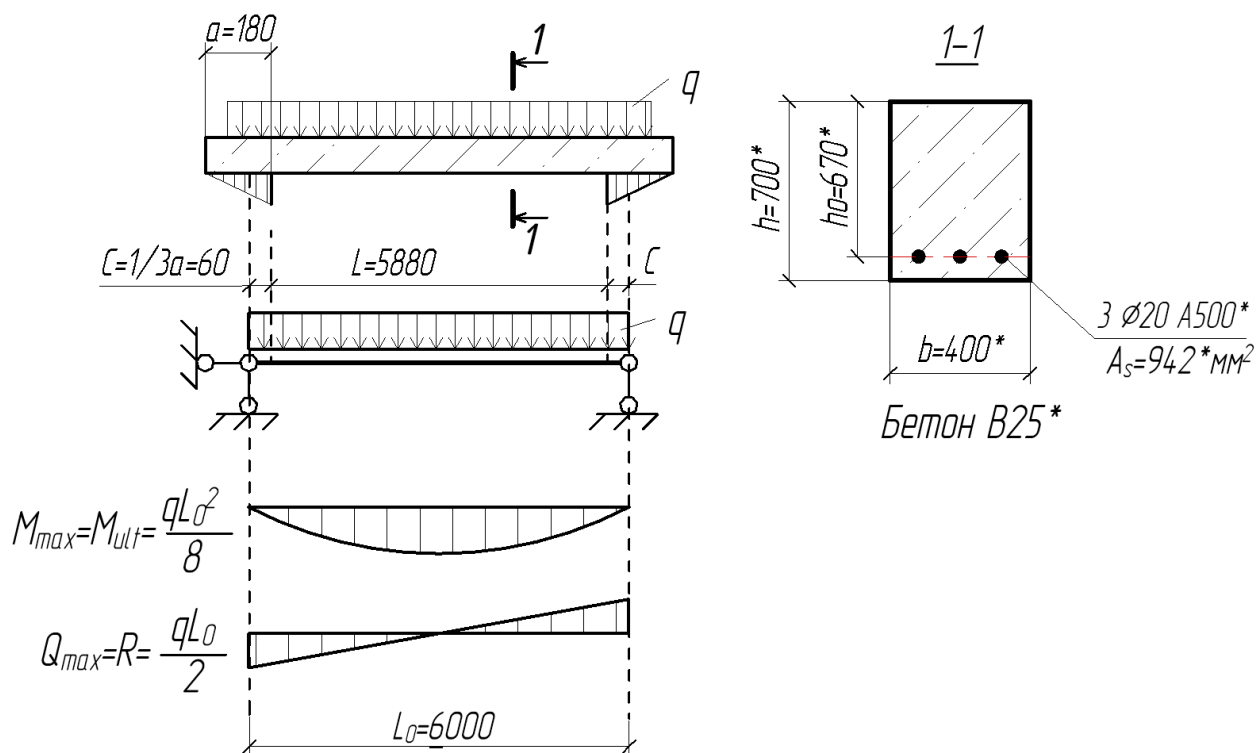


Рисунок 2.1 – Расчетная схема ж.б. балки и её поперечного сечения.

* Геометрические и физические характеристики балки принять по таблице заданий

2. Определение предельной несущей способности нормального сечения балки.

Условие прочности по п.8.1.9 [6]:

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right); \text{ где } x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{435 \cdot 942}{14.5 \cdot 400} = 70 \text{ мм}$$

$$M_{ult} = 14.5 \cdot (400 \cdot 70) \left(670 - \frac{70}{2} \right) = 257\,810\,000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 257.81 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3. Определение интенсивности предельной равномерно-распределенной нагрузки соответствующей изгибаемому моменту M_{ult} из условия:

$$M_{ult} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} \rightarrow q = \frac{8M_{ult}}{l_0^2} = \frac{8 \cdot 257.81}{6^2} = 57.29 \text{ кН/м}$$

4. Определение предельной величины нагрузки равномерно-распределенной по площади перекрытия при шаге балок 6 м.

$$p + v = \frac{57.29}{6} = 9.55 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 0.96 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}$$

5. Определение остаточной несущей способности балки после огневого воздействия величиной $t=200^\circ\text{C}$ (см. Приложение 3).

Согласно табл. Г.2 [4] снижение прочности бетона составляет – 30%;

Согласно табл. Г.3 [4] снижение прочности арматуры нет – 0%

$$R_b = \left[\frac{(100\% - 30\%)}{100\%} \right] \cdot 14.5 \text{ МПа} = 10.15 \text{ МПа}$$

$$R_s = 435 \text{ МПа};$$

$$x_{200^\circ\text{C}} = \frac{435 \cdot 942}{10.15 \cdot 400} = 100 \text{ мм}$$

Проверка относительной высоты сжатой зоны ξ из условия:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R \text{ (п.8.1.5, п.8.1.9 [6])}$$

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0.8}{1 + \frac{430}{700}} = 0.497; \quad \xi = \frac{100}{670} = 0.25 \leq \xi_R = 0.497$$

Условие выполняется, следовательно, несущую способность допускается определить следующим образом.

$$M_{ult,200^\circ\text{C}} = 10.15 \cdot (400 \cdot 100) \left(670 - \frac{100}{2} \right) = 257\,810\,000 \text{ Н} \cdot \text{мм} \\ = 251.72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Несущая способность балки снизилась на:

$$\left(\frac{257.81 - 251.72}{257.81} \right) 100\% = 2.4\%$$

Допустимая нагрузка на перекрытие:

$$p + v = \left[\frac{(100\% - 2.4\%)}{100\%} \right] 0.96 = 0.93 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}$$

6. Определение остаточной несущей способности балки после огневого воздействия величиной $t=500\text{ }^{\circ}\text{C}$ (см. Приложение 3).

Согласно табл. Г.2 [4] снижение прочности бетона составляет – 70%;

Согласно табл. Г.3 [4] снижение прочности арматуры А500 (AIV) – 10%.

$$R_b = \left[\frac{(100\% - 70\%)}{100\%} \right] \cdot 14.5 \text{ МПа} = 4.35 \text{ МПа};$$

$$R_s = \left[\frac{(100\% - 10\%)}{100\%} \right] \cdot 435 \text{ МПа} = 391 \text{ МПа}$$

$$x_{500^{\circ}\text{C}} = \frac{391 \cdot 942}{4.35 \cdot 400} = 210 \text{ мм}$$

Проверка относительной высоты сжатой зоны ξ из условия:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$$

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0.8}{1 + \frac{391}{700}} = 0.51; \quad \xi = \frac{210}{670} = 0.31 \leq \xi_R = 0.51$$

Условие выполняется, следовательно, несущую способность допускается определить следующим образом.

$$M_{ult,500^{\circ}\text{C}} = 4.35 \cdot (400 \cdot 210) \left(670 - \frac{210}{2} \right) = 206\,450\,000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 206.45 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Несущая способность балки снизилась на:

$$\left(\frac{257.81 - 206.45}{257.81} \right) 100\% = 20\%$$

Допустимая нагрузка на перекрытие:

$$p + v = \left[\frac{(100\% - 20\%)}{100\%} \right] 0.95 = 0.76 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}$$

7. График снижения прочности балки с увеличением температуры огневого воздействия приведен ниже:

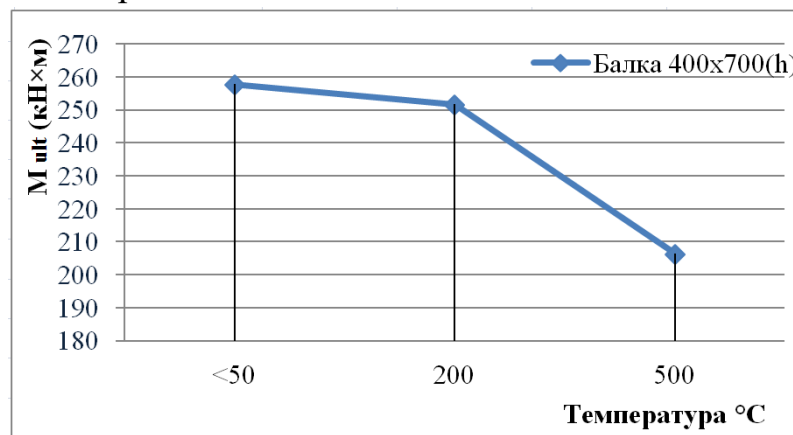


Рисунок 2.2 – График изменения несущей способности балки с увеличением температуры огневого воздействия

Вывод: Несущая способность железобетонной балки по нормальным сечениям после температурного воздействия $t=200^{\circ}\text{C}$ снижается на 2.4%, после $t=500\text{ }^{\circ}\text{C}$ – на 20%, и её техническое состояние квалифицируется как аварийное (недопустимое). Балка нуждается в усилении.

2. Задание для самостоятельной работы

Задача: Определить предельную несущую способность нормального сечения ж.б. балки и его остаточную несущую способность после огневого воздействия заданной температуры. Пролет балки 6 м.

Вариант №	Сечение балки b×h (мм)	Класс бетона	Рабочая арматура	t огневого воздействия (°C)
1	200×600	B40	3Ø16 A500	200; 400
2	250×600	B35	3Ø20 A500	300; 500
3	300×600	B30	3Ø25 A500	150; 400
4	300×700	B25	3Ø16 A400	200; 500
5	350×700	B20	3Ø20 A400	300; 400
6	400×700	B40	3Ø25 A400	150; 500
7	300×800	B35	4Ø16 A500	200; 400
8	350×800	B30	4Ø20 A500	300; 500
9	400×800	B25	4Ø25 A500	150; 400
10	300×900	B20	4Ø16 A400	200; 500
11	350×900	B40	4Ø20 A400	300; 400
12	400×900	B35	4Ø25 A400	150; 500
13	200×600	B30	3Ø16 A400	200; 400
14	250×600	B25	3Ø20 A400	300; 500
15	300×600	B20	3Ø25 A400	150; 400
16	300×700	B40	3Ø16 A500	200; 500
17	350×700	B35	3Ø20 A500	300; 400
18	400×700	B30	3Ø25 A500	150; 500
19	300×800	B25	4Ø16 A400	200; 400
20	350×800	B20	4Ø20 A400	300; 500
21	400×800	B40	4Ø25 A400	150; 400
22	300×900	B35	3Ø16 A500	200; 500
23	350×900	B30	3Ø20 A500	300; 400
24	400×900	B25	3Ø25 A500	150; 500
25	450×900	B20	3Ø25 A400	200; 400

Занятие №3. Определение остаточной несущей способности наклонных сечений изгибаемых элементов после огневого воздействия

Литература:

[3] – СП 329.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила обследования после пожара;

[4] – СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений;

[6] – СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции.

1. Пример №2

Определить предельную несущую способность по наклонному сечению.

Исходные данные приняты по примеру Практики №2.

Температура огневого воздействия	200 и 500 °С
Расчетная длина балки	6 м
Шаг балок	6м
Размеры поперечного сечения	400×700(h)* мм
Класс бетона	B25*; $R_b = 14.5$ МПа $R_{bt} = 1.05$ МПа
Рабочая арматура (нижняя)	3Ø20 A500*; $R_s = 430$ МПа; $A_s = 942$ мм ²

Решение:

Расчетная схема ж.б. балки и её поперечного сечения приведена на рисунке 2.1 в примере №1.

1. Назначить конструктивно Ø и шаг хомутов, затем выполнить проверку прочности из условия п.8.1.33 [6]:

$$Q_b + Q_{sw} \geq Q_{max}$$

При этом Q_{max} должно соответствовать M_{max} .

$$M_{max} = M_{ult} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \left(\frac{q \cdot l_0}{2}\right) \frac{l_0}{4};$$

где $Q_{max} = \left(\frac{q \cdot l_0}{2}\right)$; $M_{max} = Q_{max} \frac{l_0}{4}$

$$Q_{max} = Q_{ult} = M_{max} \frac{4}{l_0} = 257.81 \cdot \frac{4}{6 \text{ м}} = 171.9 \text{ кН}$$

Назначаем хомуты из Ø6 A240 с шагом 200 мм, которые соответствуют минимальным конструктивным требованиям (см. п.10.3 [6]).

– 2 Ø6 имеет площадь 57 мм².

– $R_{sw} = 170$ МПа – расчетное сопротивление стали хомутов из A240.

Расчетная схема сечения приведена на рисунке 3.1.

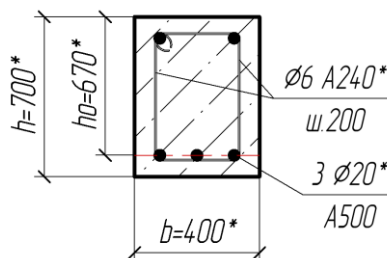


Рисунок 3.1 – Расчетная схема поперечного сечения ж.б. балки

2. Условие прочности наклонного сечения балки имеет следующий вид.

$$Q_{max} \leq Q_b + Q_{sw} = \sqrt{4.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_{sw}}$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S}$$

$$q_{sw} = \frac{170 \text{ МПа} \cdot 57 \text{ мм}^2}{200 \text{ мм}} = 48,45 \text{ Н/мм}$$

$$Q_{max} = Q_b + Q_{sw} = \sqrt{4.5 \cdot 1.05 \cdot 400 \cdot 670^2 \cdot 48.45} = 202746 \text{ Н} = 202.7 \text{ кН}$$

$$Q_{max} = 202.7 \text{ кН} > Q_{ult} = 171.9 \text{ кН}$$

Следовательно, прочность наклонных сечений при нормальных условиях эксплуатации достаточна для восприятия проектных нагрузок.

3. Определить остаточную несущую способность балки по наклонному сечению после огневого воздействия величиной $t=200^\circ\text{C}$ (см. Приложение 3).

Согласно табл. Г.2 [4] снижение прочности бетона составляет – 30%

Согласно табл. Г.3 [4] снижение прочности арматуры нет – 0%

$$R_{bt} = \left[\frac{(100\% - 30\%)}{100\%} \right] \cdot 1.05 \text{ МПа} = 0.735 \text{ МПа}$$

$$R_{sw} = 170 \text{ МПа};$$

$$(Q_b + Q_{sw})_{200^\circ\text{C}} = \sqrt{4.5 \cdot 0.735 \cdot 400 \cdot 670^2 \cdot 48.45} = 169630 \text{ Н} = 169.63 \text{ кН}$$

Несущая способность наклонного сечения балки снизилась на:

$$\left(\frac{202.7 - 169.63}{202.7} \right) 100\% = 16.3\%$$

Допустимая нагрузка на балку:

$$q = p + v = \frac{2 \cdot Q_{200^\circ\text{C}}}{l_0} = \frac{2 \cdot 16.96 \text{ т}}{6} = 5.65 \frac{\text{т}}{\text{м}}$$

Допустимая нагрузка на перекрытие:

$$q = p + v = \frac{5.65 \frac{\text{т}}{\text{м}}}{6 \text{ м}} = 0.94 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}$$

4. Определить остаточную несущую способность балки по наклонному сечению после огневого воздействия величиной $t=500^\circ\text{C}$ (см. Приложение 3).

Согласно табл. Г.2 [4] снижение прочности бетона составляет – 70%

Согласно табл. Г.3 [4] снижение прочности арматуры А240 (AI) – 0% (нет)

$$R_{bt} = \left[\frac{(100\% - 70\%)}{100\%} \right] \cdot 1.05 \text{ МПа} = 0.315 \text{ МПа};$$

$$R_{sw} = 170 \text{ МПа};$$

$$(Q_b + Q_{sw})_{500^\circ\text{C}} = \sqrt{4.5 \cdot 0.315 \cdot 400 \cdot 670^2 \cdot 48.45} = 111049 \text{ Н} = 111.05 \text{ кН}$$

Несущая способность наклонного сечения балки снизилась на:

$$\left(\frac{202.7 - 111.05}{202.7} \right) 100\% = 45\%$$

5. График снижения прочности наклонного сечения балки с увеличением температуры огневого воздействия приведен ниже:

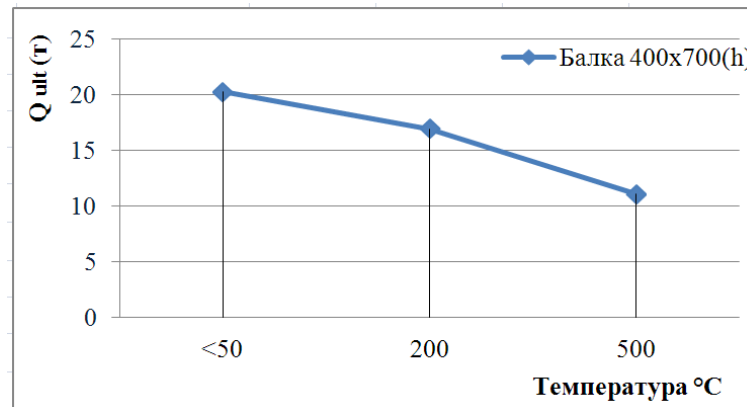


Рисунок 3.2 – График изменения несущей способности наклонного сечения балки с увеличением температуры огневого воздействия

6. График снижения прочности балки в процентах (%) по наклонному и нормальному сечению приведен ниже:

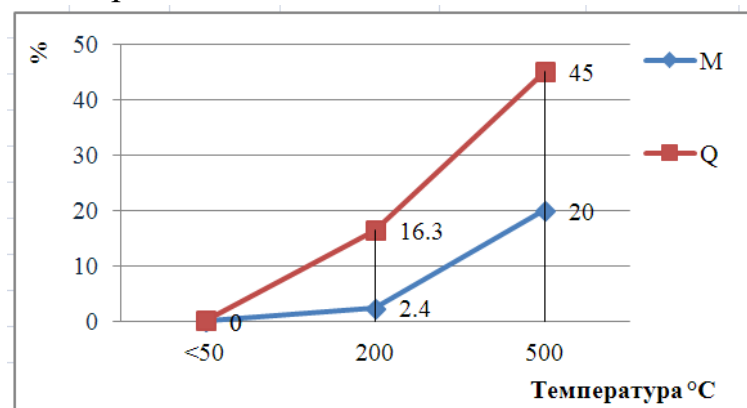


Рисунок 3.3 – График снижения прочности балки в процентах (%) по наклонному и нормальному сечению:

2. Выводы по практическим занятиям №2 и №3

1. С увеличением температуры огневого воздействия на изгибаемые элементы снижается их прочность по нормальным и наклонным сечениям.
2. Скорость уменьшения несущей способности по наклонному сечению превышает скорость уменьшения прочности по нормальному сечению.
3. Основное снижение прочности приходится на бетон. Снижение прочности арматуры незначительное.
4. Для восстановления несущей способности изгибаемых элементов после огневого воздействия необходимо усилить сжатую зону.

3. Задание для самостоятельной работы

Номер задачи и условия принимаются студентами из Практического занятия №2. Таблицы, необходимые для выполнения задач также приведены в приложении к Практическому занятию №2.

Занятие №4. Определение остаточной несущей способности сжатых элементов (центральное сжатие со случайным эксцентриситетом)

Литература:

[4] – СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений;

[6] – СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции.

1. Пример №3

Определить предельную несущую способность центрально-сжатой ж.б. колонны, нагруженной со случайным эксцентриситетом.

Температура огневого воздействия	500°C
Высота колонны	8 м;
Размеры поперечного сечения	800×800 мм
Класс бетона	B40; $R_b = 22.0$ МПа
Рабочая арматура (нижняя)	8Ø20 A500; $R_s = 430$ МПа; $A_{s,tot} = 2513$ мм ²

Решение:

1. Расчетная схема колонны приведена на рисунке 4.1.

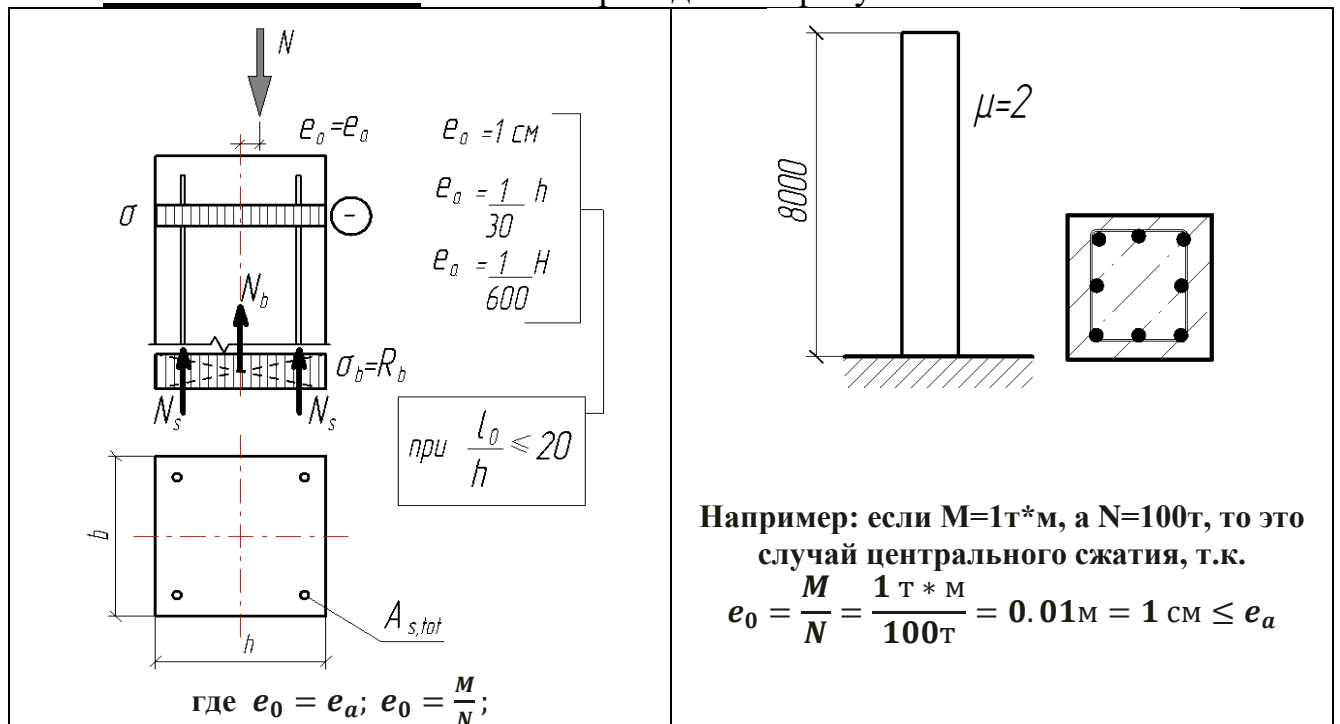


Рисунок 4.1 – Условия для расчета ж.б. колонны как центрально-сжатого стержня и её расчетная схема

Расчет таких элементов допускается производить из условия п.8.1.16 [6]:

$$N \leq N_{ult};$$

где N_{ult} – предельное значение продольной силы, которое может воспринять элемент, определяемое по формуле:

$$N_{ult} = \varphi \cdot (R_b \cdot A_b + R_s \cdot A_{s,tot})$$

φ – коэффициент зависящий от гибкости элемента, изменяется от 0.6÷0.9 (по таблице 8.1, СП 63.13330.2012 [6]):

$$\varphi = f(\lambda); \quad \lambda = \frac{l_0}{i}; \quad \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{H \cdot \mu}{\sqrt{\frac{J}{A}}}; \quad J_{\text{прям.}} = \frac{b \cdot h^3}{12};$$

Таблица 8.1 – Зависимость φ от $\lambda_h = \frac{l_0}{h}$, что соответствует $\lambda_i = \frac{l_0}{h} \cdot \sqrt{12}$

СП 63.13330.2012				
Т а б л и ц а 8.1				
Класс бетона	Ф при l_0/h , равном			
	6	10	15	20
В20 – В55	0,92	0,9	0,83	0,7
В60	0,91	0,89	0,80	0,65
В80	0,90	0,88	0,79	0,64

Или если пересчитать λ_h по предыдущей формуле $\lambda = \frac{l_0}{i}$, то данные соотношения работают при значениях гибкости колонн до $\lambda = 70$

$$\lambda_i = 20 \cdot \sqrt{12} = 70$$

2. Проверка габаритов колонны для возможности выполнения этого расчета.

$\mu=2$ – коэффициент расчетной длины

$l_0 = H \cdot \mu = 8\text{ м} \cdot 2 = 16\text{ м}$ – расчетная длина.

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{16\text{ м}}{0,8\text{ м}} = 20$$

Согласно табл. 8.1 при $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = 20$

$\varphi = 0,7$ – коэффициент продольного изгиба стержня.

(Проверка для себя: $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{H \cdot \mu}{\sqrt{\frac{J}{A}}} = \frac{16}{\sqrt{\frac{0,034}{0,64}}} = 69,2$);

Условия выполняются: следовательно, данную колонну можно рассчитывать как центрально-сжатый стержень со случайным эксцентриситетом.

3. Определение предельной несущей способности колонны:

$$N_{ult} = 0,7 \cdot [22\text{ МПа} \cdot (800\text{ мм} \cdot 800\text{ мм}) + 430\text{ МПа} \cdot 2513\text{ мм}^2]$$

$$N_{ult} = 0,7 \cdot (14080000\text{ Н} + 1080590\text{ Н}) = 10612413\text{ Н} = 10612\text{ кН} = 1061,2\text{ т}$$

4. Определение остаточной несущей способности колонны после огневого воздействия величиной $t=500\text{ }^\circ\text{C}$ (см. Приложение 3).

Согласно табл. Г.2 [4] снижение прочности бетона составляет – 70%;

Согласно табл. Г.3 [4] снижение прочности арматуры А500 (AIV) – 10%.

$$R_b = \left[\frac{(100\% - 70\%)}{100\%} \right] \cdot 22,0\text{ МПа} = 6,6\text{ МПа};$$

$$R_s = \left[\frac{(100\% - 10\%)}{100\%} \right] \cdot 430 = 387\text{ МПа}$$

$$N_{ult,500^\circ\text{C}} = 0,7 \cdot (6,6\text{ МПа} \cdot (800\text{ мм} \cdot 800\text{ мм}) + 387\text{ МПа} \cdot 2513\text{ мм}^2)$$

$$= 3637571\text{ Н} = 363\text{ т}$$

Несущая способность колоны снизилась на $\left(\frac{1061,2 - 363}{1061,2} \right) 100\% = 66\%$.

5. График снижения прочности колонны с увеличением температуры огневого воздействия приведен на рисунке 4.2:

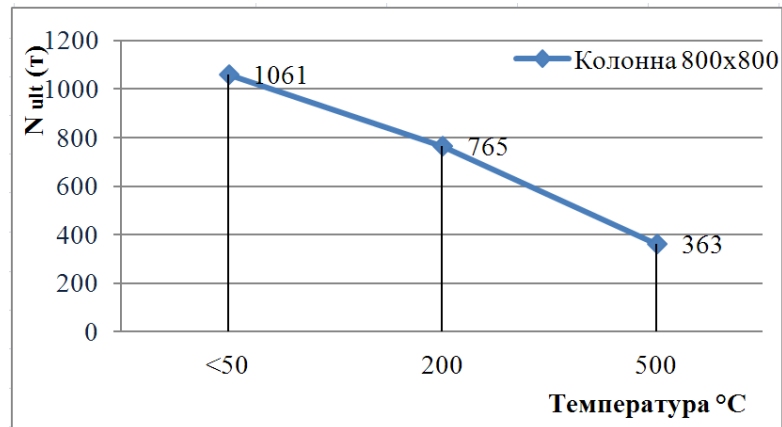


Рисунок 4.2 – График изменения несущей способности колонны с увеличением температуры огневого воздействия

Вывод: Несущая способность ж.б. колонны после температурного воздействия $t=200^{\circ}\text{C}$ снижается на, после $t=500^{\circ}\text{C}$ – на 66%, и её техническое состояние квалифицируется как аварийное (недопустимое). Колонна нуждается в усилении.

2. Задание для самостоятельной работы

Задача: Определить предельную несущую способность свободностоящей ($\mu=2$) центрально-сжатой ж.б. колонны и её остаточную несущую способность после огневого воздействия заданной температуры.

Вариант №	Сечение колонны b×h (мм)	Класс бетона	Высота колонны, (м)	Рабочая арматура	t огневого воздействия (°C)
1	250×250	B20	2.5	4Ø16 A500	150; 400
2	300×300	B25	3.0	4Ø20 A500	200; 500
3	400×400	B30	4.0	4Ø25 A500	300; 400
4	500×500	B35	5.0	8Ø16 A500	150; 500
5	600×600	B40	6.0	8Ø20 A500	200; 400
6	250×250	B40	2.2	4Ø16 A500	300; 500
7	300×300	B35	2.5	4Ø20 A500	150; 400
8	400×400	B30	3.5	4Ø25 A500	200; 500
9	500×500	B25	4.5	8Ø16 A500	300; 400
10	600×600	B20	5.5	8Ø20 A500	150; 500
11	250×250	B30	2.5	4Ø16 A400	200; 400
12	300×300	B35	3.0	4Ø20 A400	200; 400
13	400×400	B40	4.0	4Ø25 A400	300; 500
14	500×500	B40	5.0	8Ø16 A400	150; 400
15	600×600	B35	6.0	8Ø20 A400	200; 500
16	250×250	B40	2.2	4Ø25 A400	300; 400
17	300×300	B35	2.5	4Ø16 A400	150; 500
18	400×400	B30	3.5	4Ø20 A400	200; 400
19	500×500	B25	4.5	8Ø20 A400	300; 500
20	600×600	B20	5.5	8Ø16 A400	150; 400
21	250×250	B25	2.5	4Ø18 A400	200; 500
22	300×300	B20	3.0	4Ø22 A400	300; 400
23	400×400	B30	4.0	4Ø20 A400	150; 500
24	500×500	B35	5.0	8Ø20 5400	200; 400
25	600×600	B40	6.0	8Ø16 5400	300; 500

Занятие №5. Расчет усиления растянутой зоны для изгибаемого элемента, подвергнутого огневому воздействию

Литература:

[4] – СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений;

[6] – СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции.

1. Пример №4

Необходимо запроектировать усиление ж.б. балки после воздействия пожара. Исходные данные приняты по примеру Практического занятия №2.

Температура огневого воздействия	500 °C
Расчетная длина балки	6 м
Размеры поперечного сечения	400×700(h) мм
Класс бетона	B25; $R_b = 14.5$ МПа $R_{bt} = 1.05$ МПа
Рабочая арматура (нижняя)	3Ø20 A500; $R_s = 430$ МПа; $A_s = 942$ мм ²
Напрягаемая арматура при усилении	2Ø20 A400; $R_s = 350$ МПа;
Модуль упругости стали	$E_s = 200000$ МПа

Решение:

1 Расчетная схема балки приведена на рисунке 5.1.

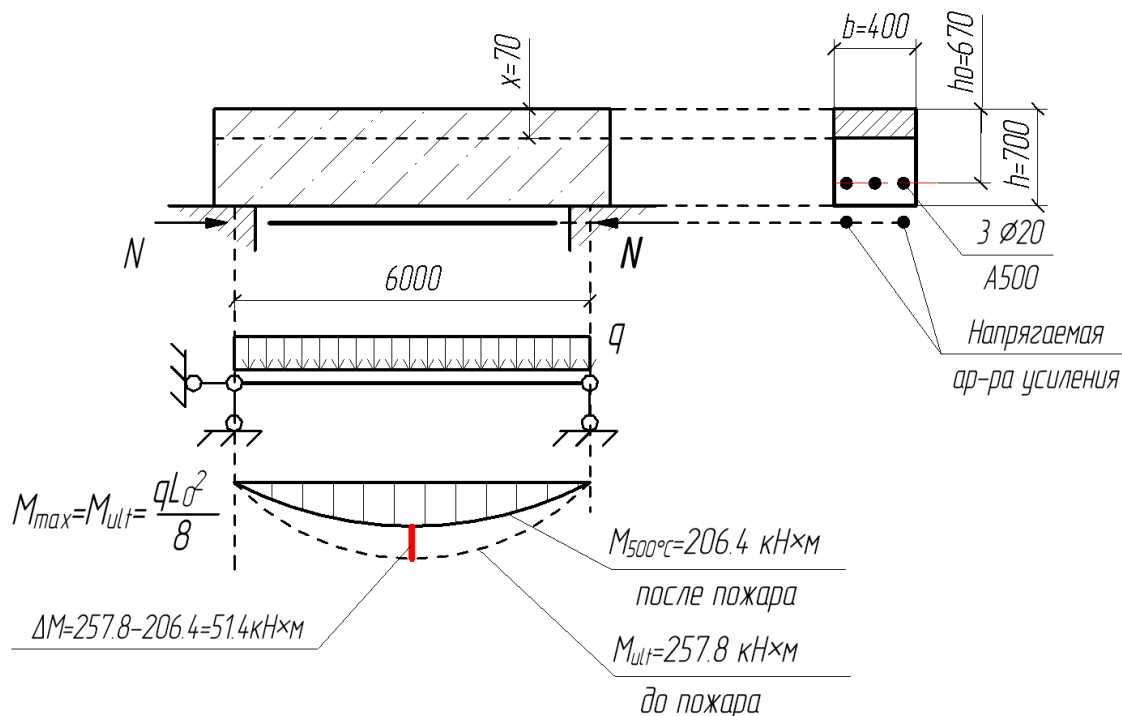


Рисунок 5.1 – Расчетная схема ж.б. балки и её поперечного сечения

Из задачи № 2 видно, что снижение несущей способности по моменту составляет:

$$\Delta M = M_{ult} - M_{ult,500^{\circ}\text{C}} = 257.8 - 206.4 = 51.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2. Определение требуемого усилия натяжения дополнительной арматуры:

$$\Delta M = N \cdot \left(h - \frac{x}{2} \right) = N \cdot (700 - 35) = N \cdot 665 \text{ мм}$$

$$N = \frac{\Delta M}{665 \text{ мм}} = \frac{51400000 \text{ Н} \cdot \text{мм}}{665 \text{ мм}} = 77293 \text{ Н} = 77.3 \text{ кН} = 7.73 \text{ т}$$

Силу натяжения напрягаемой арматуры необходимо увеличить из-за потерь, сопровождающих натяжение (приблизительно 30%):

$$N = 7.73 \text{ т} \cdot 1.3 = 10.05 \text{ т} = 100.5 \text{ кН}$$

3. Схема устройства и натяжения стержней усиления представлена на рисунке 5.2.

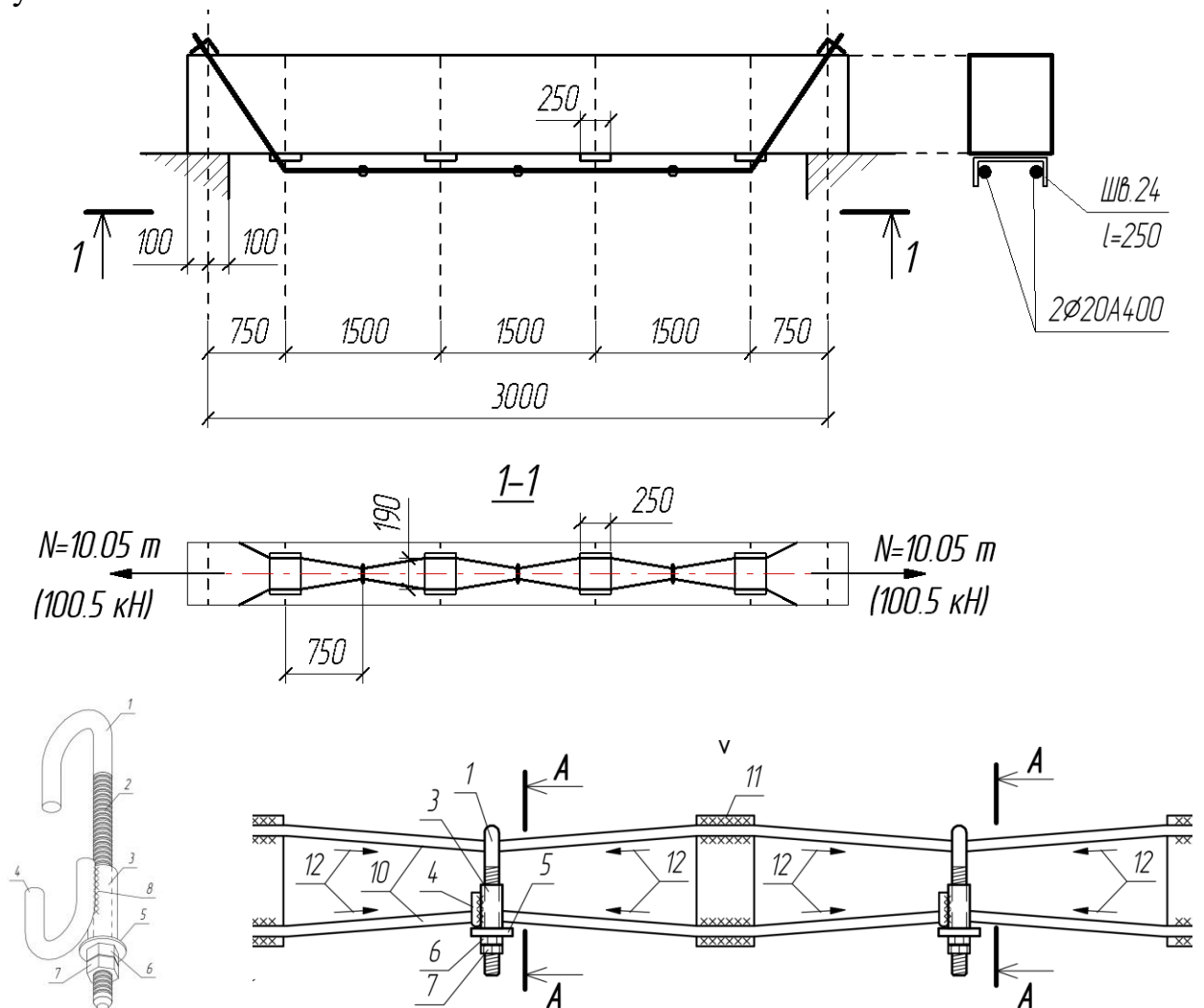


Рисунок 5.2 – Расчетная схема усиления ж.б. балки

Усилие, приходящее на 1 стержень:

$$N_1 = \frac{10.05 \text{ т}}{2} = 5.025 \text{ т}$$

Требуемая площадь сечения арматуры 1-го стержня:

$$A_{s1} = \frac{50250 \text{ Н}}{350 \text{ МПа}} = 146 \text{ мм}^2$$

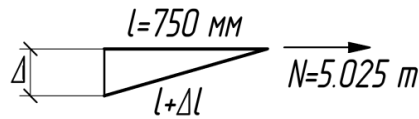
Фактическая площадь сечения 1-го стержня Ø20 A400 = 314 мм².

$$146 \text{ мм}^2 < 314 \text{ мм}^2$$

Вывод: выбранный диаметр арматуры достаточен.

4. Определение величины сближения стержней при их стягивании.

На схеме представлен треугольник, образуемый начальным положением стержня (длинный катет) и его конечным положением (гипотенуза) после утяжки (малый катет).



$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E_s} = \frac{N/A}{E_s} \text{ - закон Гука}$$
$$\Delta l = \frac{N \cdot l}{E \cdot A} = \frac{50250 \text{ Н} \cdot 750 \text{ мм}}{200\,000 \text{ МПа} \cdot 314 \text{ мм}^2} = 0.6 \text{ мм}$$

Δl – требуемая величина удлинения для создания силы 5.025 т

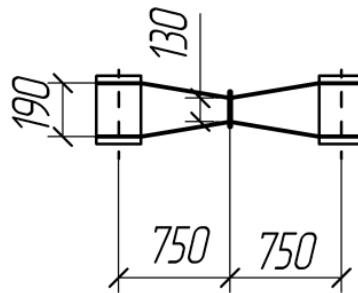
По теореме Пифагора для прямоугольного треугольника величина утяжки составит:

$$\Delta = \sqrt{750.6^2 - 750^2} = 30 \text{ мм}$$

Требуемое сближение обеих стержней:

$$190 - 30 - 30 = 130 \text{ мм}$$

где 190 мм – конструктивно получаемое расстояние между стержнями из-за фиксированных геометрических размеров применяемого швеллера №24



Выводы:

1. В результате применения предварительно-напряженных дополнительных стержней арматуры), установленной в растянутой зоне, восстановлена проектная прочность балки в нормальных сечениях.

2. Для усиления применена арматура ф20А400 шт.2 с усилием натяжения 5.025 т каждый.

3. Необходимо выполнить огнезащиту дополнительной растянутой арматуры слоем штукатурки из цементно-песчаного раствора толщиной не менее 20 мм.

2. Задание для самостоятельной работы

Необходимо рассчитать и спроектировать усиление растянутой зоны ж.б. балки установкой дополнительной арматуры. Диаметр существующей рабочей арматуры в балке принять 3Ø20 А500.

Вариант №	Нагрузка q, (кН/м)	Пролет L, (м)	Снижение несущей способ-ти ΔM, кН×м	Сечение балки b×h (мм)	Класс бетона В	Рабочая арматура тяжёлой усиления
1	64	9	0.25M	450×900	B40	A600
2	75	6	0.55M	300×600	B25	A400
3	80	4	0.35M	250×400	B20	A240
4	70	8.75	0.45M	400×850	B45	A500
5	90	4.5	0.37M	250×450	B15	A400
6	77	5.25	0.60M	300×500	B15	A400
7	60	8.5	0.35M	450×800	B25	A600
8	55	7.25	0.44M	400×750	B35	A500
9	90	4.5	0.57M	250×450	B15	A240
10	67	6.75	0.29M	400×700	B20	A400
11	95	5.5	0.59M	300×600	B25	A500
12	59	8.25	0.48M	400×900	B35	A400
13	63	6.25	0.44M	300×700	B25	A500
14	67	6.75	0.29M	400×800	B25	A400
15	73	7.5	0.29M	350×750	B40	A600
16	95	4.75	0.37M	250×500	B15	A240
17	59	7	0.41M	350×750	B50	A500
18	83	8	0.50M	450×850	B55	A600
19	55	7.5	0.20M	350×750	B40	A600
20	70	8.75	0.35M	400×850	B40	A400
21	60	7.25	0.40M	400×750	B35	A240
22	62	8.25	0.32M	400×900	B35	A500
23	80	5.25	0.50M	300×600	B20	A400
24	65	9	0.22M	400×900	B40	A500
25	55	8.25	0.40M	400×900	B35	A400

Занятие №6. Расчет усиления сжатой зоны для изгибаемого элемента, подвергшегося огневому воздействию

Литература:

[4] – СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений;

[6] – СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции.

1. Пример №5

Необходимо рассчитать и спроектировать усиление сжатой зоны ж.б. балки. Исходные данные приняты по примеру Практического занятия №5 (предыдущая задача).

Температура огневого воздействия	500°C
Расчетная длина балки	6 м
Размеры поперечного сечения	400×700(h) мм
Класс бетона	B25; $R_b = 14.5$ МПа $R_{bt} = 1.05$ МПа
Рабочая арматура (нижняя)	3Ø20 A500; $R_s = 430$ МПа; $A_s = 942$ мм ²
Напрягаемая арматура при усилении	2Ø20 A400; $R_s = 350$ МПа;
Модуль упругости стали	$E_s = 200000$ МПа

Решение:

Расчетная схема балки приведена на рисунке 6.1.

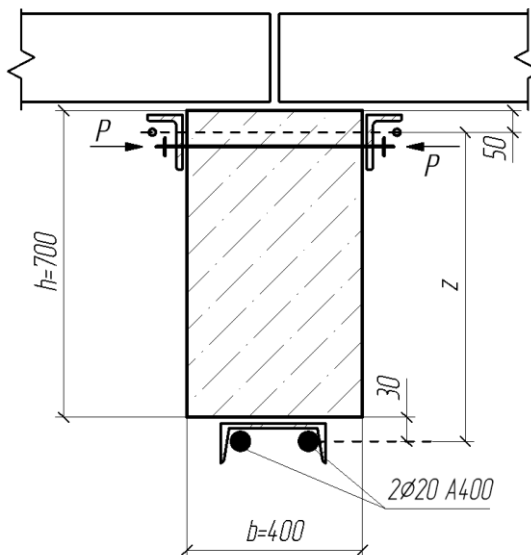


Рисунок 6.1 – Расчетная схема ж.б. балки и её поперечного сечения

1. Определение требуемого усилия дополнительного сжатия.

Что бы компенсировать потерю несущей способности, надо сжатую зону усилить на величину:

$$N = \frac{\Delta M}{z} = \frac{51400000 \text{ Н} \cdot \text{мм}}{(700 + 30 - 50) \text{ мм}} = 75588 \text{ Н} = 75.6 \text{ кН} = 7.56 \text{ т}$$

2. Определение требуемой площади уголков.

Условие прочности по 7.1.1. [7]:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{75588\text{Н}}{245\text{МПа} \cdot 0.9} = 342 \text{ мм}^2$$

$\gamma_c = 0.9$ – коэффициент условий работы.

Подходит уголок L100×63×6 площадью:

$$A_s = 2 \cdot 1257 = 2514 \text{ мм}^2 > 342 \text{ мм}^2$$

3. Определение шага стягивающих болтов:

Из конструктивных требований шаг болтов $S \leq 40i$

$$i = \sqrt{\frac{J}{A}}$$

Наименьший радиус инерции уголка L100×63×6: $i = 17.7 \text{ мм}$

$$S \leq 40 \cdot 17.7 = 708 \text{ мм}$$

Принимается шаг стягивающих болтов 500 мм.

$$S = 500 \leq 708 \text{ мм}$$

4. Определение минимальной силы обжатия:

Коэффициент трения металла по бетону 0.35 определяется по таблице 6.30 СП15.133330.2016 "Каменные и армокаменные конструкции".

6.30 Коэффициент трения $\mu_{\text{тр}}$ следует принимать по таблице 18.		
Материал	Коэффициент трения $\mu_{\text{тр}}$ при состоянии поверхности	
	сухом	влажном
1 Кладка по кладке или бетону	0,7	0,6
2 Дерево по кладке или бетону	0,6	0,5
3 Сталь по кладке или бетону	0,45	0,35
4 Кладка и бетон по песку или граввию	0,6	0,5
5 То же, по суглинку	0,55	0,4
6 То же, по глине	0,5	0,3

Что бы передать силу 7.56 т на балку надо приложить поперечную горизонтальную силу не меньше чем:

$$N_{\text{попереч}} = \frac{7.56 \text{ т}}{0.35} = 21.6 \text{ т}$$

Длина балки 6 м. Количество болтов в балке:

$$n = \frac{6 \text{ м}}{0.5 \text{ м}} = 12 \text{ шт}$$

Количество плоскостей трения = 2

Минимальное усилие натяжение одного болта:

$$N_{1,\text{min}} = \frac{21.6 \text{ т}}{12 \text{ шт} \cdot 2} = 0.9 \text{ т}$$

Принимаем:

$$N_1 = 1\text{т} > 0.9 \text{ т}$$

Болт диаметром 16 мм ($A = 157 \text{ мм}^2$) подходит по прочности для затяжки силой 1т из условия:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_1}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{10000\text{Н}}{225\text{МПа} \cdot 1} = 45 \text{ мм}^2 \leq 157 \text{ мм}^2$$

($R_y = Rbt$ – прочность болта на растяжение в таблице 3, Приложения А).

5. Определения крутящего момента затяжки болта согласно п.4.6.9, СП 70.13330. "Несущие и ограждающие конструкции"

$$M_k = K \cdot P \cdot d$$

$$M_k = 0.18 \cdot 1000 \text{ кг} \cdot 0.016 \text{ м} = 2.9 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

Вывод: По результатам решения практических занятий №5 и №6 был разработан способ усиления ж.б. балки стальными элементами в растянутой и сжатой зонах.

2. Задание для самостоятельной работы

Необходимо рассчитать и спроектировать усиление сжатой зоны ж.б. балки. Номер задачи и условия принимаются студентами из предыдущего занятия (Практическое занятие №5). Таблицы, необходимые для выполнения задач, приведены в "Приложении А" к Практическому занятию №6.

Приложение А. Справочный материал

Таблица 1 - Сокращенный сортамент уголков ГОСТ 8510-86*

	h	b	t	r ₁	r ₂	A	I _y	W _y	i _y	I _z	W _z	i _z	I _v	W _v	i _v	y _o	z _o	I _{yz}	tg α	P
	мм	мм	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	см ⁴	см ³	мм	см ⁴	см ³	мм	мм	мм	см ⁴		кг/м
1 L50x32x4	50.000	32.000	4.000	5.500	1.800	3.170	7.980	2.380	15.900	2.560	1.050	9.000	1.520	0.880	6.900	7.600	16.500	2.590	0.401	2.400
2 L75x50x5	75.000	50.000	5.000	8.000	2.700	6.110	34.810	6.810	23.900	12.470	3.250	14.300	7.240	2.730	10.900	11.700	23.900	12.000	0.436	4.790
3 L100x63x8	100.000	63.000	8.000	10.000	3.300	12.570	126.960	19.010	31.800	39.210	8.170	17.700	23.380	6.820	13.600	15.000	33.200	40.500	0.391	9.870
4 L125x80x8	125.000	80.000	8.000	11.000	3.700	15.980	225.620	30.260	40.000	80.950	13.470	22.800	48.820	11.250	17.500	18.400	40.500	84.100	0.406	12.580
5 L125x80x10	125.000	80.000	10.000	11.000	3.700	19.700	311.610	37.270	39.800	100.470	16.520	22.600	59.330	13.740	17.400	19.200	41.400	102.000	0.404	15.470

Таблица 2 - Расчетные площади болтов

Диаметр резьбы болтов d	Расчетная площадь поперечного сечения болтов по резьбе A _{ср} см ²	Диаметр резьбы болтов d	Расчетная площадь поперечного сечения болтов по резьбе A _{ср} см ²
M 10	0,571	M 56	20,29
M 12	0,842	M 64	26,75
M 16	1,57	M 72x6	34,58
M 20	2,45	M 80x6	43,44
M 24	3,52	M 90x6	55,91
M 30	5,60	M 100x6	69,95
M 36	8,26	M 110x6	85,56
M 42	11,2	M 125x6	111,91
M 48	19,72	M 140x6	141,81

Таблица 3 - Класс прочности болтов по СП 16.13330.2017

Таблица Г.5 - Нормативные сопротивления стали болтов и расчётные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, Н/мм²

Класс прочности болтов	R _{бул}	R _{бул}	R _{бс}	R _{бт}
5.6	500	300	210	225
5.8	500	400	210	-
8.8	830	664	332	451
10.9	1040	936	416	561
12.9	1220	1098	427	-

Занятие №7. Усиление стальной облоймой железобетонной колонны, подвергшейся пожару

Литература:

- [3] – СП 329.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила обследования после пожара;
 [4] – СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений;
 [6] – СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции.

1. Пример №6

Восстановить несущую способность центрально-сжатой ж.б. колонны, нагруженной со случайным эксцентриситетом. Исходные данные приняты по практическому занятию №4.

Исходная несущая способность	$N_{ult} = 1061.2 \text{ Т}$
Снижение несущей способности после 500°С	$N_{ult(500^{\circ}\text{C})} = 363.0 \text{ Т}$
Бетон исходный	В40; 800×800 мм;
Арматура исходная	8Ø20 А500; $A_s = 2513 \text{ мм}^2$
Сниженная прочность бетона	$R_{b(500^{\circ}\text{C})} = 6.6 \text{ МПа}$
Сниженная прочность арматуры	$R_{s(500^{\circ}\text{C})} = 387 \text{ МПа};$
Прочность металла для усиления	С245, $R_y = 235 \text{ МПа}$

Решение:

1. Расчетная схема колонны приведена на рисунке 7.1.

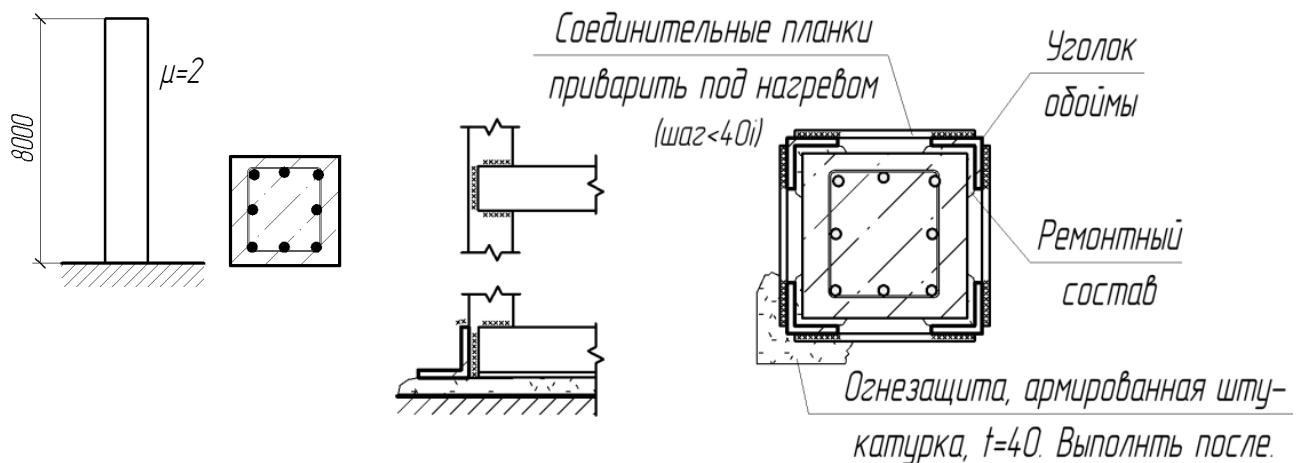


Рисунок 7.1 – Расчетная схема сжатой ж.б. колонны

$$N_{ult} = \varphi \cdot (R_b \cdot A_b + \sum (R_{s,i} \cdot A_{s,i}))$$

Так же как и в предыдущем примере: φ – коэффициент зависящий от гибкости элемента, изменяется от 0.6÷0.9 и принимается по таблице 8.1, СП 63.13330.2012 [6]:

Гибкость $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = 20 \rightarrow \varphi = 0.7$ – коэффициент продольного изгиба.

2. Определение требуемой площади стальной облоймы ($A_{тр.,об.}$)

$\Delta N = N_{ult} - N_{ult(500^{\circ}C)} = 1061.2 - 363 = 698.2 \text{ т}$ – снижение несущей способности.

$$A_{\text{тр.,об.}} = \frac{\Delta N}{\varphi \cdot R_y} = \frac{6982000 \text{ Н}}{0.7 \cdot 235 \text{ МПа}} = 42444 \text{ мм}^2$$

3. Подбор подходящих профилей:

Т.к. согласно эскизу обойму составляют 4 уголка, то

$$A_{\text{тр.,1}} \geq \frac{42444 \text{ мм}^2}{4} = 10611 \text{ мм}^2$$

По ГОСТ 8509-93 "Уголки стальные горячекатаные равнополочные" ближайшее по площади сечение имеет уголок L250×22 ($A_{250 \times 22} = 10612 > 10611 \text{ мм}^2$)

4. Определение предельной несущей способности колонны, усиленной стальной обоймой:

$$N_{ult, \text{усилен.}} = 0.7 \cdot (6.6 \cdot (800 \cdot 800) + (387 \cdot 2513 + 10612 \cdot 4 \cdot 235)) \\ = 10620268 \text{ Н} = 1062 \text{ т}$$

$$N_{ult, \text{усилен.}} = 1062 \text{ т} \geq N_{ult} = 1061.2 \text{ т}$$

Условие выполняется, несущая способность обеспечена.

5. Определение усилия натяжения поперечных планок

Коэффициент трения металла по бетону 0.35 (см. занятие №6).

Что бы передать силу $(0.7 \cdot 10612 \cdot 4 \cdot 235) = 6983 \text{ кН}$ на колонну надо приложить поперечную горизонтальную силу не меньше чем:

$$N_{\text{попереч}} = \frac{6983 \text{ кН}}{0.35} = 19951 \text{ кН}$$

Максимальный шаг планок составляет $S=500 \text{ мм}$, не более чем 40i (по конструктивным требованиям).

Количество рядов планок по высоте составляет:

$$n = \frac{h}{S} = \frac{8 \text{ м}}{0.5 \text{ м}} = 16 \text{ шт.}$$

Необходимое усилие обжатия, приходящее на одну планку:

$$N_1 = \frac{N_{\text{попереч}}}{n \cdot 4} = \frac{19951 \text{ кН}}{(16 \cdot 4) \text{ шт}} = 311.7 \text{ кН.}$$

6. Определение температуры нагрева поперечных планок.

Назначим конструктивно поперечное сечение обжимных пластин:

$$A = a \cdot b = 12 \cdot 100 = 1200 \text{ мм}^2 ;$$

Длину пластинок примем равной сечению колонны $l = 800 \text{ мм}$;

Пусть условия эксплуатации колонны $t=20^{\circ}\text{C}$.

Усилие от температурного перепада определяется зависимостью:

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta t \quad (1)$$

где $\alpha = 0.12 \cdot 10^{-4} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ – коэффициент температурного расширения строительных сталей (см. таблицу Б1 [7])

Известна формула закона Гука:

$$(\sigma = \varepsilon \cdot E_s) = \left(\frac{N}{A} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \right) \quad (2)$$
$$\Delta l = \frac{N \cdot l}{A \cdot E_s}$$

Из условий (1) и (2) выводится формула для определения перепада температуры, приводящее к появлению требуемого усилия:

$$\frac{N \cdot l}{A \cdot E_s} = \alpha \cdot l \cdot \Delta t$$
$$\Delta t = \frac{N \cdot l}{A \cdot E_s \cdot \alpha \cdot l}$$

$$\Delta t = \frac{(311.7 \cdot 10^3) \cdot (0.8 \cdot 10^3)}{(1.2 \cdot 10^3) \cdot (0.2 \cdot 10^6) \cdot (0.12 \cdot 10^{-4}) \cdot (0.8 \cdot 10^3)} = 107.5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Температура нагрева пластин перед приваркой составляет не менее:

$$t_{\text{пластин}} = t + \Delta t = 20 + 107.5 = 127.5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Вывод:

1. Выполнить усиление колонны стальными конструктивными элементами в соответствии с рисунком 7.1.

2. Температура нагрева пластин (12×100×800, ш.500) перед приваркой к уголкам обоймы (L250×22) составляет 127.5 °C

2. Задание для самостоятельной работы

Восстановить несущую способность колонны после огневого воздействия заданной температуры. Исходные данные принять по Практическому заданию №4.

Занятие №8. Определение остаточной несущей способности колонны с учетом распределения температурных полей по сечению

Литература:

[3] – СП 329.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила обследования после пожара;

[4] – СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений;

[6] – СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции.

1. Пример №7

Определить предельную несущую способность центрально-сжатой ж.б. колонны, нагруженной со случайным эксцентриситетом.

t нагрева конструкции при стандартном огневом воздействия (определена по результатам обследования)	1000 °С
Высота колонны	4 м;
Размеры поперечного сечения	400×400 мм;
Расчетная схема (жесткая заделка со свободным концом)	$\mu=2$
Условия пожара (когда M_{ax} температура при фактическом пожаре не отличается более чем на 100°С от максимальной температуры некоего стандартного пожара за одно и тоже время – см.приложение Ж [3])	стандартные
Класс бетона	B40; $R_b = 22.0$ МПа
Рабочая арматура	8Ø20 A500; $R_{sc} = 400$ МПа; $A_s = 2513$ мм ² и

Решение:

1. Расчетная схема колонны приведена на рисунке 8.1.

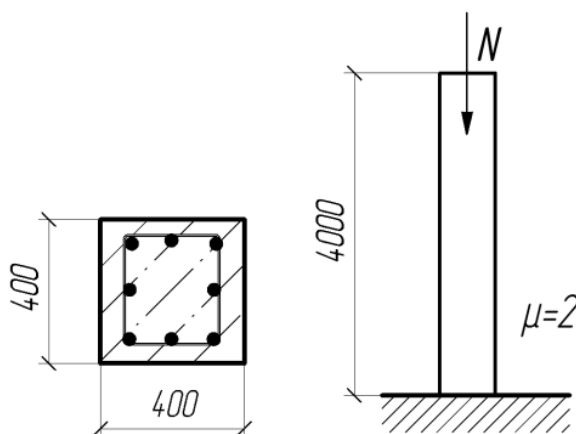


Рисунок 8.1 – Расчетная схема сжатой ж.б. колонны

2. Определение эквивалентной длительности пожара (τ_3)

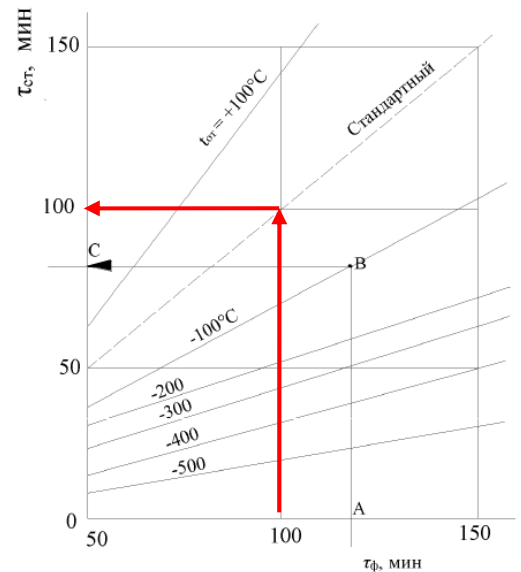
В зависимости от температуры нагрева конструкции, соответствии с таблицей Ж.1 [3] , определяют длительность интенсивного (учитываемой части) пожара (τ_ϕ)

τ , мин	t , °C	τ , мин	t , °C	τ , мин	t , °C
0-05	556	0-55	910	2-45	1075
0-10	659	1-00	925	3-00	1090
0-15	718	1-10	950	3-15	1100
0-20	750	1-20	970	3-30	1115
0-25	790	1-30	986	3-45	1120
0-30	821	1-40	1005	4-00	1128
0-35	824	1-50	1015	4-15	1135
0-40	865	2-00	1029	4-30	1147
0-45	885	2-15	1045	4-45	1154
0-50	895	2-30	1065	5-00	1160

Т.к. температура нагрева конструкции $t = 1000^\circ\text{C}$, то по приведенной таблице факт. длительность интенсивного пожара (τ_ϕ) составляет 1:40 мин (100 минут).

Зная фактическую длительность интенсивного пожара (τ_ϕ) и максимальную температуру нагрева, можно определить эквивалентную длительность пожара по графику:

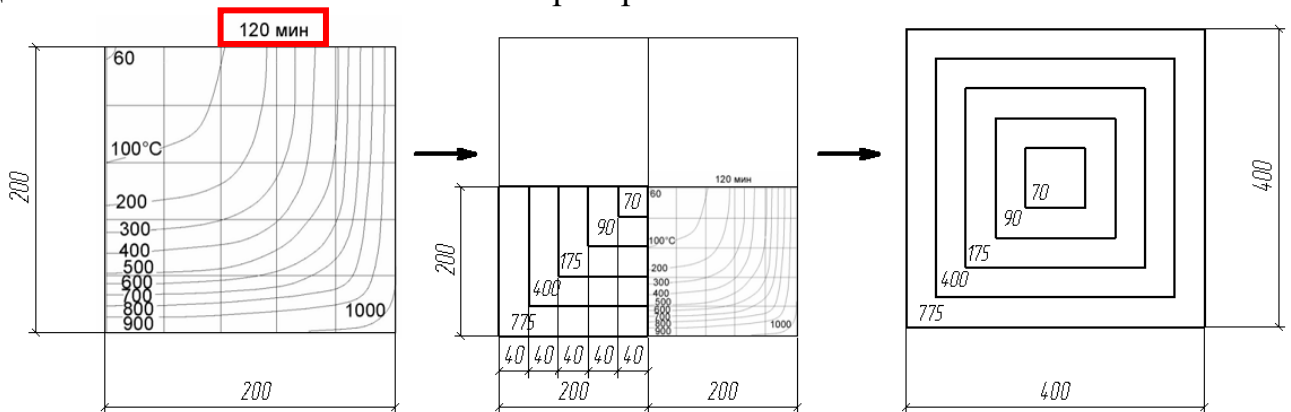
$$\tau_\phi = 100 \rightarrow \tau_{\text{ЭК}} = \tau_{\text{СТ}} = 100 \text{ мин.}$$



(Примечания: при стандартных условиях пожара, фактическая длительность совпадает с эквивалентной)

3. Определение поля распределения температур в поперечном сечении колонны.

Расчет ведется согласно картограммам Приложения И [3] в зависимости от размеров поперечного сечения колонны ($a \times b$) и эквивалентной длительности пожара ($\tau_{\text{ЭК}}$). Определенные ранее 100 мин пожара, округляем в худшую сторону до значения 120 мин с известной картограммой.



Участок	Размер в плане (мм)	Расчет средней температуры (°C)
1	80×80	(60+80)/2=70
2	160×160	(80+100)/2=90
3	240×240	(100+250)/2=175
4	320×320	(250+550)/2=400
5	400×400	(550+1000)/2=775
Арм.		≈750

4. Определение расчетного сопротивления бетона по участкам сечения.

Изменение сопротивления бетона определяется по формуле (1) [3].

$$R_{bt} = R_b \gamma_{bt}$$

Изменение сопротивления арматуры определяется по формуле (3) [3].

$$R_{sc,t} = R_{sc} \gamma_{st}$$

В таблице 1 [3], представлены коэффициенты γ_{bt} в зависимости от $t^{\circ}\text{C}$;

В таблице 2 [3], представлены коэффициенты γ_{st} в зависимости от $t^{\circ}\text{C}$.

Т а б л и ц а 1 - Значения коэффициентов условий работы γ_{bt} и β_b бетона в охлажденном состоянии после пожара

Вид бетона	Обозначение коэффициента условий работы	Значения коэффициентов условий работы γ_{bt} и β_b бетона в охлажденном состоянии после нагрева до температуры, °C				
		20	200	300	400	500
Тяжелый, на	γ_{bt}	1,0	0,95	0,90	0,80	0,70

Т а б л и ц а 2 - Значения коэффициентов условий работы γ_{st} , β_s арматуры в охлажденном состоянии после пожара

Класс арматуры	Обозначения коэффициента	Значения коэффициентов условий работы γ_{st} и β_s в охлажденном состоянии после нагрева до температуры, °C							
		20	200	300	400	500	600	700	800
A240, A400, A500	γ_{st}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,92	0,85

Т.к. колонна содержит 5 участков различной температуры нагрева, то расчет удобно выполнить в табличном виде:

№ уч.	Размеры в плане (мм) $a \times b$	Площ. (в чистоте) (мм ²) A_i	t нагрева (°C) τ_i	Коэфф. услов. (интерп.) $\gamma_{bt,i}$	Расчетное сопротивление (МПа) $R_{bt,i} = R_b \cdot \gamma_{bt,i}$	Несущая способность (кН) $N_{b,i} = R_{bt,i} A_i$
1	80×80	6400	70	0.986	22×0.986=21.7	21.7×6.4 =138.88
2	160×160	19200	90	0.981	22×0.981=21.5	21.5×19.2 =412.8
3	240×240	32000	175	0.957	22×0.957=21.1	21.1×32.0 =675.5
4	320×320	44800	400	0.800	22×0.8=17.6	17.6×44.8 =788.48
5	400×400	57600	775	0 (не норм.)	0	0
ИТОГО:						\sum 2024.66
		A_i	τ_i	γ_{st}	$R_{sc,t}$	$R_{sc,t} \cdot A_{s,tot}$
Арм.	-	2513	750	0.885	400×0.885=354	354×2.513 =889.6

5. Определение несущей способности элемента

5.1. Несущая способность колонны до огневого воздействия:

$$N_{ult} = \varphi \cdot (R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_{s,tot})$$

$$\varphi = f(\lambda); \quad \lambda = \frac{l_0}{i}$$

$$l_0 = H \cdot \mu = 4 \text{ м} \cdot 2 = 8 \text{ м};$$

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{8}{0.4} = 20$$

По таблице 8.1 [6] при $\lambda_h = 20$ и коэффициент $\varphi = 0.7$.

$$N_{ult} = 0.7 \cdot (400 \text{ мм} \cdot 400 \text{ мм} \cdot 22 \text{ МПа} + 400 \text{ МПа} \cdot 2513 \text{ мм}^2) = 3167.64 \text{ кН}$$

5.2. Несущая способность колонны после огневого воздействия:

$$N_{ult,t} = \varphi \cdot \left(\sum R_{bt,i} \cdot A_{b,i} + R_{sc,t} \cdot A_{s,tot} \right)$$

$$N_{ult,t} = 0.7 \cdot (2024.66 + 889.6) = 2039.98 \text{ кН}$$

Вывод:

При температуре пожара 1000°C (определена внешнему виду колонны) несущая способность колоны, сечением 400×400, снизилась на:

$$\left(\frac{3167.64 - 2039.98}{3167.64} \right) 100\% = 35.6 \%$$

2. Задание для самостоятельной работы

Определить предельную несущую способность свободностоящей ($\mu=2$) центрально-сжатой ж.б. колонны и её остаточную несущую способность после огневого воздействия заданной температуры.

Вариант №	Сечение колонны b×h (мм)	Класс бетона	Высота колонны, (м)	Рабочая арматура	t нагрева конструкции (°C)
1	400×400	B20	3.5	4Ø16 A500	850
2	300×300	B25	3.0	4Ø20 A500	900
3	400×400	B30	3.6	4Ø25 A500	950
4	300×300	B35	2.7	8Ø16 A500	1000
5	400×400	B40	3.3	8Ø20 A500	1050
6	300×300	B45	2.9	4Ø16 A500	1100
7	400×400	B50	3.8	4Ø20 A500	1100
8	300×300	B20	2.8	4Ø25 A500	850
9	400×400	B25	3.1	8Ø16 A500	900
10	300×300	B30	2.9	8Ø20 A500	950
11	400×400	B35	3.3	4Ø16 A400	1000
12	300×300	B40	2.5	4Ø20 A400	1050
13	400×400	B45	3.6	4Ø25 A400	1100
14	300×300	B50	2.5	8Ø16 A400	850
15	400×400	B20	3.4	8Ø20 A400	900
16	300×300	B25	3.0	4Ø25 A400	950
17	400×400	B30	4.0	4Ø16 A400	1000
18	300×300	B35	2.7	4Ø20 A400	1050
19	400×400	B40	3.7	8Ø20 A400	1100
20	300×300	B45	2.6	8Ø16 A400	850
21	400×400	B50	3.6	4Ø18 A400	900
22	300×300	B20	2.9	4Ø22 A400	950
23	400×400	B25	3.9	4Ø20 A400	1000
24	300×300	B30	3.0	8Ø20 5400	1050
25	400×400	B35	4.0	8Ø16 5400	1100

Занятие №9. Выполнить расчет железобетонной балки по образованию трещин после огневого воздействия

[3] – СП 329.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила обследования после пожара;

[4] – СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций;

[6] – СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции.

1. Пример №8

Задача: Определить момент образования трещин ($M_{crс}$) нормального сечения балки. Исходные геометрические данные приняты по примеру Практического занятия №2.

Макс температура огневого воздействия	500 °С.	
Размеры поперечного сечения	400×700(h) мм	
Класс бетона и его нормативные характеристики	B25	$R_{b,n} = 18.5$ МПа $R_{bt,n} = 1.55$ МПа $E_b = 30000$ МПа
Рабочая арматура (нижняя)	3 Ø20 A500, $A_s = 942$ мм ²	$R_{s,n} = 500$ МПа $E_s = 20000$ МПа

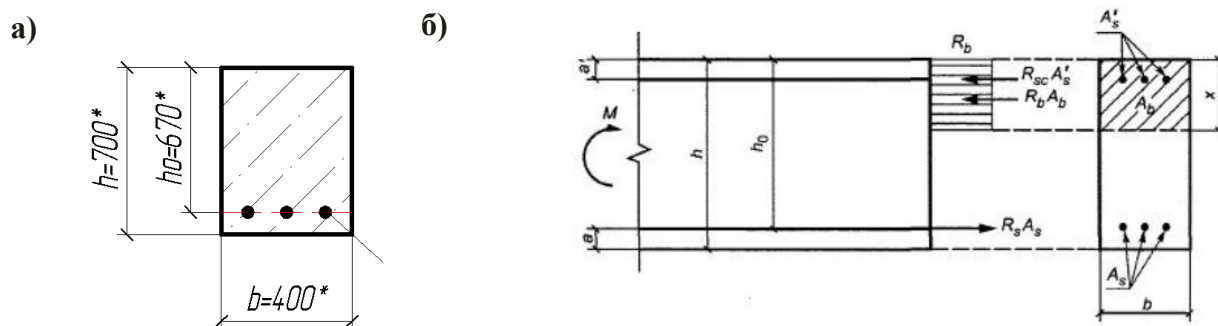


Рисунок 9.1 – Расчетная схема ж.б. балки и её поперечного сечения.
а – условия задачи; б – расчетная схема по [6]

1. Определение характеристик материала балки при нагреве до 500°С.

Согласно табл. Г.2 [4] снижение прочности бетона составляет – 70%;

Согласно табл. Г.3 [4] снижение прочности арматуры А500 – 10%.

$$R_{bt,n,t500} = \left[\frac{(100\% - 70\%)}{100\%} \right] \cdot 1.55 \text{ МПа} = 0.465 \text{ МПа (см. приложение 3);}$$

$$R_{s,n,t500} = \left[\frac{(100\% - 10\%)}{100\%} \right] \cdot 500 \text{ МПа} = 450 \text{ МПа .}$$

Согласно табл. 1 [3] E_b бетона умножается на $\beta = 0.3$ (см. приложение 4);

Согласно табл. 1 [3] E_s бетона умножается на $\beta_s = 1.0$;

$$E_{b,t500} = E_b \cdot \beta_b = 30000 \text{ МПа} \cdot 0.3 = 9000 \text{ МПа};$$

$$E_{s,t500} = E_s \cdot \beta_s = 200000 \text{ МПа} \cdot 1 = 200000 \text{ МПа.}$$

2. Расчет по образованию трещин

Расчет по образованию трещин (определение M_{crc})	
<p>Для момента трещинообразования изгибаемых железобетонных элементов известна формула:</p> $M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \quad (\text{ф.8.121 [6]}) - (1)$ <p>где $R_{bt,ser} = R_{bt,n}$ – нормативная прочность бетона при растяжении; W_{pl} – упругопластический момент сопротивления сечения, равный:</p> $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1.3 W_{red} \quad (\text{ф.8.122 [6]}) - (2)$ <p>где W_{red} – упругий момент сопротивления приведённого сечения; $\gamma = 1.3$ – коэффициент пластичности [6].</p>	
Расчет балки до огневого воздействия	Расчет балки после огневого воздействия 500°C
1) Площадь поперечного сечения бетона: $A_b = bh = 0.4\text{м} \cdot 0.7\text{м} = 0.28 \cdot 10^6 \text{ мм}^2$	1) Площадь поперечного сечения бетона: $A_b = bh = 0.4\text{м} \cdot 0.7\text{м} = 0.28 \cdot 10^6 \text{ мм}^2$
2) Коэффициент приведения арматуры к бетону: $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6.667$	2) Коэффициент приведения арматуры к бетону: $\alpha = \frac{E_{s,t}}{E_{b,t}} = \frac{200000}{9000} = 22.222$
3) Площадь приведенного сечения: $A_{red} = 0.28 \cdot 10^6 + 6.667 \cdot 942 = 0.28628 \cdot 10^6 \text{ мм}^2$.	3) Площадь приведенного сечения: $A_{red} = 0.28 \cdot 10^6 + 22.222 \cdot 942 = 0.30093 \cdot 10^6 \text{ мм}^2$.
4) Статический момент полного приведенного сечения относительно растянутой (нижней) грани: $S_{red} = S_b + \alpha \cdot S_s = 98.1884 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$. где: $S_b = A_b \cdot \frac{h}{2} = 0.28 \cdot 10^6 \cdot \frac{700}{2} = 98 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$ – статический момент бетонной части; $S_s = A_s \cdot a_s = 942 \cdot 30 = 0.028260 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$; – статический момент растянутой арматуры.	4) Статический момент приведенного сечения: $S_{red} = S_b + \alpha \cdot S_s = 98.6286 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$. где: $S_b = A_b \cdot \frac{h}{2} = 98 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$ $S_s = A_s \cdot a_s = 0.028260 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$;
5) Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения: $y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{98.1884 \cdot 10^6}{0.28 \cdot 10^6} = 342.98 \text{ мм}$	5) Координата центра тяжести приведенного сечения: $y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{98.6286 \cdot 10^6}{0.30093 \cdot 10^6} = 327.74 \text{ мм}$
6) Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести: $I_{red} = I_b + \alpha \cdot I_s = 12062,298 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$ где: $I_b = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y_t - \frac{h}{2} \right)^2 = 11447,13 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$ – момент инерции бетонного сечения; $I_s = A_s (y_t - a_s)^2 = 92.275 \text{ мм}^4$ – момент инерции растянутой арматуры	6) Момент инерции приведенного сечения: $I_{red} = I_b + \alpha \cdot I_s = 13427,797 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$ где: $I_b = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y_t - \frac{h}{2} \right)^2 = 11572,071 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$ $I_s = A_s (y_t - a_s)^2 = 83.5076 \text{ мм}^4$

7) Момент сопротивления приведенного сечения: $W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t} = \frac{12062,298 \cdot 10^6}{342.98} = 35.169 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$	7) Момент сопротивления приведенного сечения: $W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t} = \frac{13427,797 \cdot 10^6}{327.74} = 40.97 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$
8) Упругопластический момент сопротивления: $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1.3 \cdot 35.169 \cdot 10^6 = 45.7198 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$	8) Упругопластический момент сопротивления: $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1.3 \cdot 40.97 \cdot 10^6 = 53.262 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$
9) Момент образования трещин: $M_{crc} = R_{bt,n} W_{pl} = 1.55 \cdot 45.7198 \cdot 10^6 = 70.87 \text{ кН} \cdot \text{м}$	9) Момент образования трещин: $M_{crc} = R_{bt,n,t} W_{pl} = 0.465 \cdot 53.262 \cdot 10^6 = 24.77 \text{ кН} \cdot \text{м}$
$M_{crc} = 70.87 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_{crc} = 24.77 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Вывод:

При нагреве (равномерном) балки до 500°C её трещиностойкость снизилась на:

$$\left(\frac{70.87 - 24.92}{70.87} \right) 100\% = 64.8 \%$$

2. Задание для самостоятельной работы

Определить момент образования трещин (M_{crc}) в балке. Сечение, характеристики и максимальную температуру огневого воздействия принять по Практическому занятию №2.

Занятие №10. Выполнить расчет железобетонной балки по прогибам после огневого воздействия

[3] – СП 329.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила обследования после пожара;

[4] – СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций;

[6] – СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции.

1. Пример №9

Задача: Определить прогиб балки после огневого воздействия.

Исходные геометрические и физические данные приняты по примеру из Практического занятия №2 и №9. Величину нормативного изгибающего момента для расчета прогиба принять по результатам расчета Практического занятия №2, поделенного на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1.3$ ($M_n = M_{ult}/1.3$).

Мах температура огневого воздействия	500 °С.
Расчетная длина балки	6 м
Размеры поперечного сечения	400×700(h) мм
Класс бетона	B25; $R_{b,n} = 18.5$ МПа; $R_{bt,n} = 1.55$ МПа; $E_b = 30000$ МПа
Рабочая арматура (нижняя)	A500, 3 Ø20; $A_s = 942$ мм ² $R_{s,n} = 500$ МПа; $E_s = 20000$ МПа
Нормативный момент $M_n = M_{ult}/1.3$	257.81/1.3 = 198.3 кН·м

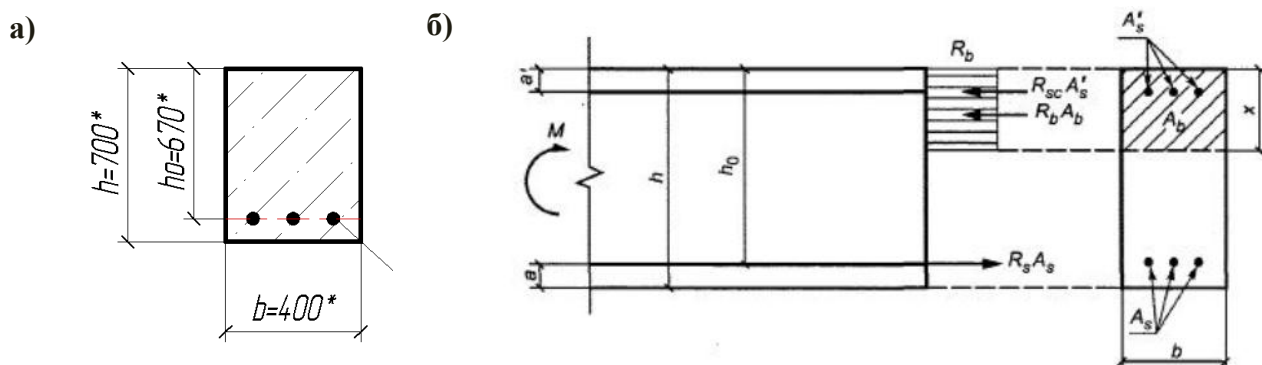


Рисунок 10.1 – Расчетная схема ж.б. балки и её поперечного сечения.

а – условия задачи; б – расчетная схема по [6]

1. Определение характеристик материала сечения балки при нагреве до 500°С выполнено в примере №9.

$$R_{b,n,t500} = 5.55 \text{ МПа};$$

$$R_{bt,n,t500} = 0.465 \text{ МПа};$$

$$R_{s,n,t500} = 450 \text{ МПа}.$$

$$E_{b,t500} = 9000 \text{ МПа};$$

$$E_{s,t500} = 200000 \text{ МПа}.$$

2. Расчет прогиба балки (по разделу 2.8, СП 63.13330.2018, [6])

Расчет прогиба балки от нормативной нагрузки (определение f от M_n)		
Для определения прогиба изгибаемых железобетонных элементов известна формула:		
$f = S \frac{M_n}{D_{red}} l^2$		
где:		
D_{red} – приведенная жесткость сечения;		
$S = \frac{5}{48}$ – (для шарнирной балки) коэффициент влияния условий закрепления (по таблице 4.3, Пособия к СП 63.13330.2018);		
M_n – момент от нормативной нагрузки;		
l – пролет балки.		
п.8.2.	Расчет балки до огневого воздействия	Расчет балки после огневого воздействия 500°C
28	1) Определить коэффициент армирования сечения: $\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{942}{400 \cdot 670} = 0.0035$	1) Коэффициент армирования сечения: $\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{942}{400 \cdot 670} = 0.0035$
30	2) Определить коэффициент приведения арматуры к бетону: $\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}} = \frac{280039}{12333} = 22.707$ <p>где:</p> $E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s} = \frac{E_s}{1 - 0.8 \frac{M_{crс}}{M_n}} = \frac{200000}{1 - 0.8 \frac{70.87}{198.3}} = 280039 \text{ МПа};$ $E_{b,red} = \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{18.5}{0.0015} = 12333 \text{ МПа};$ $\varepsilon_{b1,red} = 0.0015 - const - \text{п.6.1.21 [6]}$	2) Коэффициент приведения арматуры к бетону: $\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}} = \frac{280039}{12333} = 60.054$ $E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s} = \frac{E_s}{1 - 0.8 \frac{M_{crс}}{M_n}} = \frac{200000}{1 - 0.8 \frac{24.77}{198.3}} = 222199 \text{ МПа}$ $E_{b,red} = \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{5.55}{0.0015} = 3700 \text{ МПа}$
28	3) Определить высоту сжатой зоны: $x_m = h_0 \left(\sqrt{(\mu_s \alpha_{s2})^2 + 2\mu_s \alpha_{s2}} - \mu_s \alpha_{s2} \right)$ $x_m = 670 \left(\sqrt{(0.0035 \cdot 22.707)^2 + 2 \cdot 0.0035 \cdot 22.707} - 0.0035 \cdot 22.707 \right) = 219.5 \text{ мм}$	3) Высота сжатой зоны: $x_m = h_0 \left(\sqrt{(\mu_s \alpha_{s2})^2 + 2\mu_s \alpha_{s2}} - \mu_s \alpha_{s2} \right) = 670 \left(\sqrt{(0.0035 \cdot 60.054)^2 + 2 \cdot 0.0035 \cdot 60.054} - 0.0035 \cdot 60.054 \right) = 316.3 \text{ мм}$
29	4) Определение приведенной изгибной жесткости сечения: $D_{red} = E_{s,red} A_s z (h_0 - x_m);$ $D_{red} = 280039 \cdot 942 \cdot 596.83 (670 - 219.5) = 7.09 \cdot 10^{13} \text{ Н}\cdot\text{мм},$ <p>где:</p> $z = h_0 - \frac{1}{3} x_m = 670 - \frac{1}{3} 219.5 = 598.83 \text{ мм}$	4) Приведенная изгибная жесткость сечения: $D_{red} = E_{s,red} A_s z (h_0 - x_m);$ $D_{red} = 222199 \cdot 942 \cdot 565.57 (670 - 316.3) = 4.18 \cdot 10^{13} \text{ Н}\cdot\text{мм},$ <p>где:</p> $z = h_0 - \frac{1}{3} x_m = 670 - \frac{1}{3} 316.3 = 565.57 \text{ мм}$

<p>5) Определение прогиба:</p> $f = S \frac{M_n}{D_{red}} l^2$ $f = \frac{5}{48} \frac{198300000}{(7.09 \cdot 10^{13})} 6000^2 = 10.48 \text{ мм}$	<p>5) Прогиб:</p> $f = S \frac{M_n}{D_{red}} l^2$ $f = \frac{5}{48} \frac{198300000}{(4.18 \cdot 10^{13})} 6000^2 = 17.79 \text{ мм}$
$f = 10.48 \text{ мм}$	$f = 17.79 \text{ мм}$

Вывод:

При нагреве (равномерном) балки до 500°C, её деформативность выросла на:

$$\left(\frac{17.79 - 10.48}{10.48} \right) 100\% = 69.8 \%$$

2. Задание для самостоятельной работы

Задача: Определить прогибы (f) в балке от нормативной нагрузки, вызывающей момент $M_n = M_{ult}/1.3$. Характеристики сечения, несущую способность и максимальную температуру огневого воздействия принять по Практическим занятиям № 2, 9.

Занятие №11. Определение характеристик железобетонного перекрытия с учетом распределения температурных полей по сечению

Литература:

[3] – СП 329.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила обследования после пожара.

[6] – СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции.

1. Пример №10

Задача: Определить прочностные характеристики ж.б. плиты перекрытия после пожара в помещении.

Температура нагрева конструкции (определена по результатам обследования – при стандартном огневом воздействии)	950 °С
Толщина плиты перекрытия	200 мм
Условия пожара (когда максимальная температура при фактическом пожаре не отличается более чем на 100 °С от максимальной температуры некоего стандартного пожара за одно и тоже время – см.приложение Ж [3])	стандартные
Класс бетона	B40; $R_b = 22.0$ МПа $E_b = 36000$ МПа
Рабочая арматура	Нижняя (растянутая) – 5Ø16 A500; $R_s = 435$ МПа; Верхняя (сжатая) – 5Ø16 A500; $R_{sc} = 400$ МПа; $A_s = A'_s = 1005$ мм ² .

Решение:

1. Расчетная схема перекрытия приведена на рисунке 11.1.

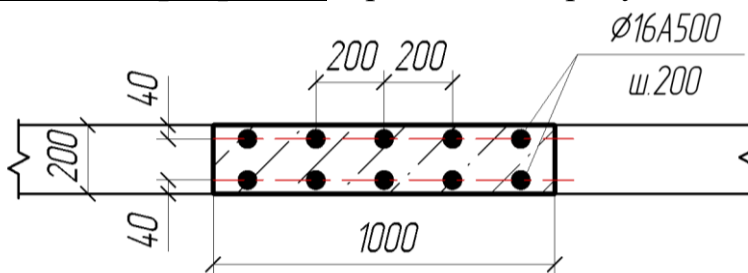


Рисунок 11.1 – Расчетная схема ж.б. плиты перекрытия. За расчетное сечение принимается полоса шириной 1 м

2. Определение эквивалентной длительности пожара (τ_3)

В зависимости от температуры нагрева конструкции, в соответствии с таблицей Ж.1 [3] (см. Приложение 4), определяют длительность интенсивного (учитываемой части) пожара (τ_ϕ).

τ , мин	t , °C	τ , мин	t , °C	τ , мин	t , °C
0–05	556	0–55	910	2–45	1075
0–10	659	1–00	925	3–00	1090
0–15	718	1–10	950	3–15	1100
0–20	750	1–20	970	3–30	1115
0–25	790	1–30	986	3–45	1120
0–30	821	1–40	1005	4–00	1128
0–35	824	1–50	1015	4–15	1135
0–40	865	2–00	1029	4–30	1147
0–45	885	2–15	1045	4–45	1154
0–50	895	2–30	1065	5–00	1160

Т.к. температура нагрева конструкции 950°C, то по приведенной таблице фактическая длительность интенсивного пожара (τ_ϕ) составляет 1:10 мин (70 минут).

Т.к. при стандартных условиях пожара, фактическая длительность совпадает с эквивалентной, то $\tau_\phi = 70$ мин $\rightarrow \tau_{эк} = \tau_{ст} = 70$ мин.

3. Определение поля распределения температур в поперечном сечении плиты.

Расчет ведется от эквивалентной длительности пожара ($\tau_{эк}$) согласно картограммам Приложения И [3] (или Приложение 4 пособия) в зависимости от толщины перекрытия ($t=200$ мм). Определенные 70 минут эквивалентного пожара, округляем в худшую сторону до значения 90 минут с известной картограммой.

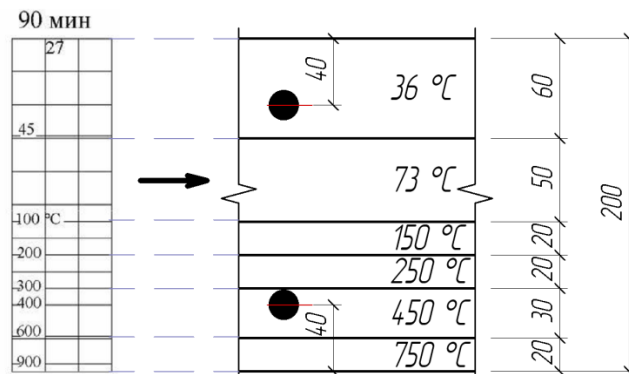


Рисунок 11.2 – Распределение температуры по высоте сечения

№ участка сечения	Толщина (мм)	Расчет средней температуры (°C)
1	60	$(45+27)/2=36$
2	50	$(45+100)/2=73$
3	20	$(100+200)/2=150$
4	20	$(200+300)/2=250$
5	30	$(300+600)/2=450$
6	20	$(600+900)/2=750$
Арм. сж.		≈ 36
Арм. раст		≈ 450

4. Определение характеристик материала по участкам сечения.

4.1. Определение сопротивления материалов R при изменении температуры

Сопротивление бетона определяется по формуле (1) [3] – $R_{bt^{\circ}} = R_b \gamma_{bt}$

Сопротивления арматуры определяется по формуле (3) [3] – $R_{sc,t^{\circ}} = R_{sc} \gamma_{st}$

4.2. Определение модуля упругости материалов E при изменении температуры

Модуль упругости бетона определяется по формуле (2) [3] – $E_{bt} = E_b \beta_b$

Модуль упругости арматуры определяется по формуле (5) [3] – $E_s = E_s \beta_s$

В таблице 1 [3], представлены коэффициенты γ_{bt} в зависимости от $t^{\circ}\text{C}$.

В таблице 2 [3], представлены коэффициенты γ_{st} в зависимости от $t^{\circ}\text{C}$

Т а б л и ц а 1 - Значения коэффициентов условий работы γ_{bt} и β_b бетона в охлажденном состоянии после пожара

Вид бетона	Обозначение коэффициента условий работы	Значения коэффициентов условий работы γ_{bt} и β_b бетона в охлажденном состоянии после нагрева до температуры, $^{\circ}\text{C}$				
		20	200	300	400	500
Тяжелый, на силикатном заполнителе	γ_{bt}	1,0	0,95	0,90	0,80	0,70
	β_b	1,0	0,70	0,50	0,40	0,30

Т а б л и ц а 2 - Значения коэффициентов условий работы γ_{st} , β_s арматуры в охлажденном состоянии после пожара

Класс арматуры	Обозначения коэффициента	Значения коэффициентов условий работы γ_{st} и β_s в охлажденном состоянии после нагрева до температуры, $^{\circ}\text{C}$							
		20	200	300	400	500	600	700	800
A240, A400, A500	γ_{st}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,92	0,85
	β_s	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Т.к. перекрытие содержит 6 участков различной температуры нагрева, то расчет удобно выполнить в табличном виде:

№ участка	Коорд. ц т. (мм) y_i	Толщ. (мм)	Площ. (мм^2) A_i	Темп. нагр. ($^{\circ}\text{C}$) τ_i	Коэфф. услов. $\gamma_{bt,i}(\gamma_{st,i})$	Коэфф. услов. $\beta_b(\beta_s)$	$R_{it^{\circ}} = \gamma_i R$ (МПа)
1	170	60	60000	36	0.996	0.973	21.91
2	125	50	50000	73	0.985	0.911	21.67
3	80	20	20000	150	0.964	0.783	21.28
4	60	20	20000	250	0.925	0.6	20.35
5	35	30	30000	450	0.75	0.35	16.5
6	10	20	20000	750	0	0	0
Сж. арм.	160		1005	36	1.0	1.0	400
Раст. арм.	40		1005	450	1.0	1.0	435

5. Определение предельной несущей способности нормального сечения (см. рисунок 11.1) плиты в приопорной зоне, когда сжатая зона (наиболее пострадавшая от пожара) оказывается снизу.

Условие прочности по п.8.1.9 [6]:

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

Примечание: Сжатая арматура не учитывается (в запас прочности конструкции) а после огневого воздействия тем более, из-за нарушения толщины защитного слоя.

Расчетная схема сечения приведена на рисунке 11.3

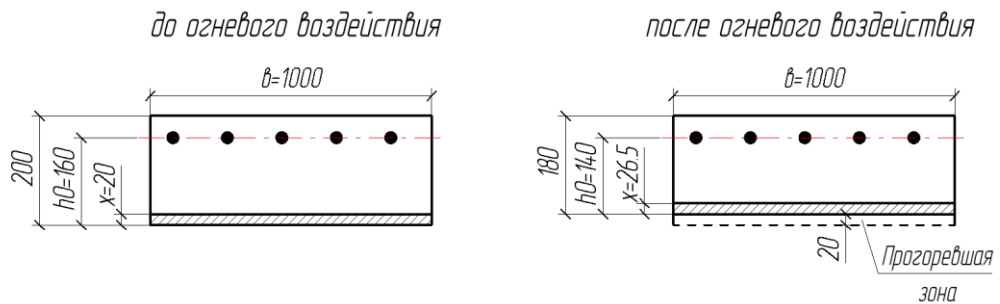


Рисунок 11.3 – Расчетная схема сечения плиты в приопорной зоне

5.1 Несущая способность плиты до огневого воздействия:

$$M_{ult} = 22.0 \cdot (1000 \cdot 20) \left(160 - \frac{20}{2} \right) = 66\,000\,000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{где } x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{435 \cdot 1005}{22 \cdot 1000} = 20 \text{ мм}$$

5.2 Несущая способность плиты после огневого воздействия:

Из-за огневого воздействия:

1) часть бетона толщиной 20 мм с нулевой прочностью исключается из расчета, поэтому $h_0 = 160 - 20 = 140$ мм.

2) прочность бетона сжатой зоны уменьшается (высота сжатой зоны должна быть определена последовательным приближением). В первом приближении $R_b = 16.5$ МПа и если значение x не превысит величину 30 мм (см. толщину слоя №5 в таблице), то второго приближения не потребуется.

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{435 \cdot 1005}{16.5 \cdot 1000} = 26.5 \text{ мм}$$

$$M_{ult, \text{с}} = 16.5 \cdot (1000 \cdot 26.5) \left(140 - \frac{26.5}{2} \right) = 55\,421\,437 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 55.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

6. Определение снижения несущей способности нормального сечения плиты в приопорной зоне.

Несущая способность плиты снизилась на:

$$\Delta M_{ult} = M_{ult} - M_{ult, \text{с}} = 66 - 55.4 = 10.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\left(\frac{66 - 55.4}{66} \right) 100\% = 16 \%$$

Вывод: Несущая способность железобетонной плиты по нормальным сечениям после огневого воздействия снизилась на 16%, и её техническое состояние квалифицируется как аварийное (недопустимое). Плита нуждается в усилении.

Приведенный момент инерции сечения:

№ участка	$I_i = I_{\text{соб}} + \alpha_i A_i (y_t - y_i)^2 = \frac{bh^3}{12} + \alpha_i A_i (y_t - y_i)^2$ (мм ⁴)	$D_i = I_i \cdot E_i$ (Н · мм)
1	$\frac{1000 \cdot 60^3}{12} + 0.973 \cdot 60000 \cdot (124.4 - 170)^2 = 139 \cdot 10^6$	$132.337 \cdot 10^6 \cdot 35028 = 4635 \cdot 10^9$
2	$10.442 \cdot 10^6$	$342 \cdot 10^9$
3	$33.437 \cdot 10^6$	$942 \cdot 10^9$
4	$52.536 \cdot 10^6$	$1134 \cdot 10^9$
5	$88.714 \cdot 10^6$	$1117 \cdot 10^9$
6	0	0
Сж. арм.	$I_{\text{соб}} \approx 0; I_s = 5.556 \cdot 1005(125.75 - 160)^2 = 7.05 \cdot 10^6$	$1409 \cdot 10^9$
Раст. арм.	$I_{\text{соб}} \approx 0; I'_s = 5.556 \cdot 1005(125.75 - 40)^2 = 39.8 \cdot 10^6$	$7966 \cdot 10^9$
	$I_{\text{ред}} = \sum I_i$	$D_{\text{ред}} = \sum D_i$
	ИТОГО: $I_{\text{ред}} = 364.8 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$	ИТОГО: $D_{\text{ред}} = 17659 \cdot 10^9 \text{ Н} \cdot \text{мм}$

Приведенный момент сопротивления сечения:

$$W_{\text{ред}} = \frac{I_{\text{ред}}}{y_t} = \frac{364.8 \cdot 10^6}{124.4} = 2.931 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

Изгибная жесткость сечения:

$$D_{\text{ред}} = 17659 \cdot 10^9 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Вывод:

$$W_{\text{ред}} = 2.931 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$D_{\text{ред}} = 17659 \cdot 10^9 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Примечание:

Зная $W_{\text{ред}}$ и $D_{\text{ред}}$ всегда можно посчитать конструкцию по 1 и 2 группам предельных состояний (по известным формулам):

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{ред}}} - \text{проверка прочности.}$$

$f = S \cdot \frac{M}{D_{\text{ред}}} \cdot L^2$ – проверка прогибов, где S – коэффициент условий закрепления (например: для шарнирно опертой плиты $S=5/48$).

2. Задание для самостоятельной работы

Задача: Определить прочностные характеристики ж.б. плиты после пожара в помещении.

W_{red} –?

D_{red} –?

Вариант №	Толщина плиты t (мм)	Класс бетона	Рабочая арматура	t нагрева конструкции (°C)
1	200	B20	Ø16 A500 ш.200	850
2	100	B25	Ø12 A500 ш.200	900
3	200	B30	Ø10 A500 ш.200	950
4	100	B35	Ø14 A500 ш.200	1000
5	200	B40	Ø18 A500 ш.200	1050
6	100	B45	Ø8 A500 ш.200	1100
7	200	B50	Ø16 A500 ш.200	1100
8	200	B20	Ø12 A500 ш.200	850
9	100	B25	Ø10 A500 ш.200	900
10	200	B30	Ø14 A500 ш.200	950
11	100	B35	Ø18 A500 ш.200	1000
12	200	B40	Ø8 A500 ш.200	1050
13	100	B45	Ø16 A500 ш.200	1100
14	200	B50	Ø12 A500 ш.200	850
15	100	B20	Ø10 A500 ш.200	900
16	200	B25	Ø14 A500 ш.200	950
17	100	B30	Ø18 A500 ш.200	1000
18	200	B35	Ø8 A500 ш.200	1050
19	100	B40	Ø16 A500 ш.200	1100
20	200	B45	Ø12 A500 ш.200	850
21	100	B50	Ø10 A500 ш.200	900
22	200	B20	Ø14 A500 ш.200	950
23	100	B25	Ø18 A500 ш.200	1000
24	200	B30	Ø8 A500 ш.200	1050
25	100	B35	Ø16 A500 ш.200	1100

Занятие №12. Усиление подвергшихся пожару перекрытий с использованием разгружающих рам

1. Пример №11

Задача:

Выполнить расчет по прочности элементов усиления двухпорной ж.б. балки в связевом каркасе. Усиление выполнить путем подведения разгружающих рам. Исходные данные принять по **Практическому занятию №2**. После усиления балка должна воспринимать начальную распределенную нагрузку (q) – до огневого воздействия. Назначить по расчету поперечные сечения элементов рамы усиления, выбрать наиболее эффективные профили по расходу материала.

Схема расположения разгружающей подводящей рамы усиления представлена на рисунке 12.1.

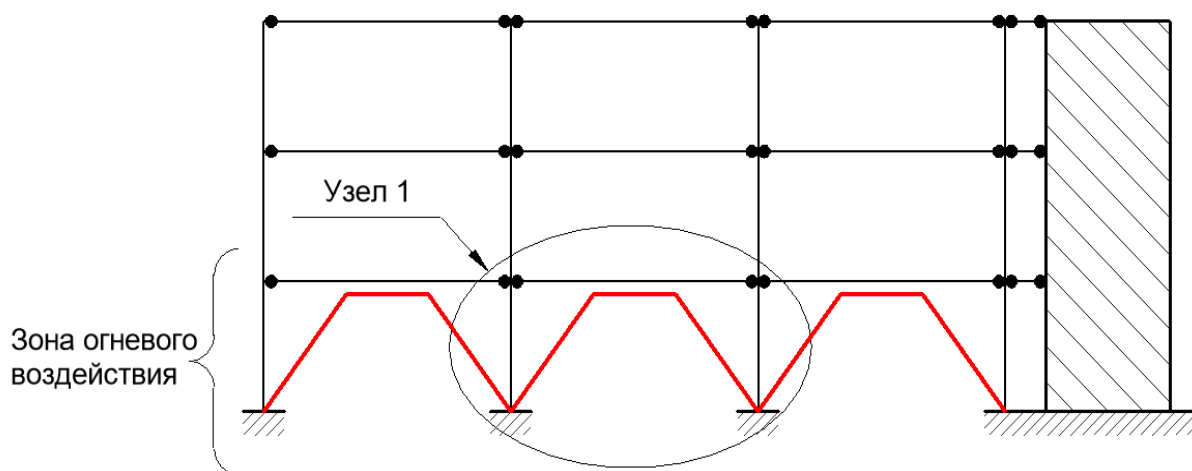


Рисунок 12.1 – Усиление (балок) ригелей методом разгружающих рам, подвергшихся пожару. В качестве примера рассматривается балка среднего пролета

Расчет по прочности балки и элементов усиления

1. Несущая способность до пожара:

$M_{ult} = 257.81 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – см. занятие №2.

Данному моменту соответствует распределенная нагрузка.

$$M_{ult} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} \rightarrow q = \frac{8 \cdot M_{ult}}{l_0^2} = \frac{8 \cdot 257.81}{6^2} = 57.3 \text{ кН/м} \text{ – см. занятие №2.}$$

2. Определение предельной интенсивности распределенной нагрузки q

По рисунку 12.2в видно, что максимальный момент после усиления составляет:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l_0^2}{11} = \frac{57.3 \text{ кН/м} \cdot 2\text{м}^2}{11} = 20.8 \text{ кН} \cdot \text{м} < 206.45 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где $206.45 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – остаточная несущая способность нормального сечения после огневого воздействия в 500°C ($M_{ult,500^\circ\text{C}}$), определенная в Практическом занятии №2; $l_0 = 2 \text{ м}$ – пролет балки после усиления.

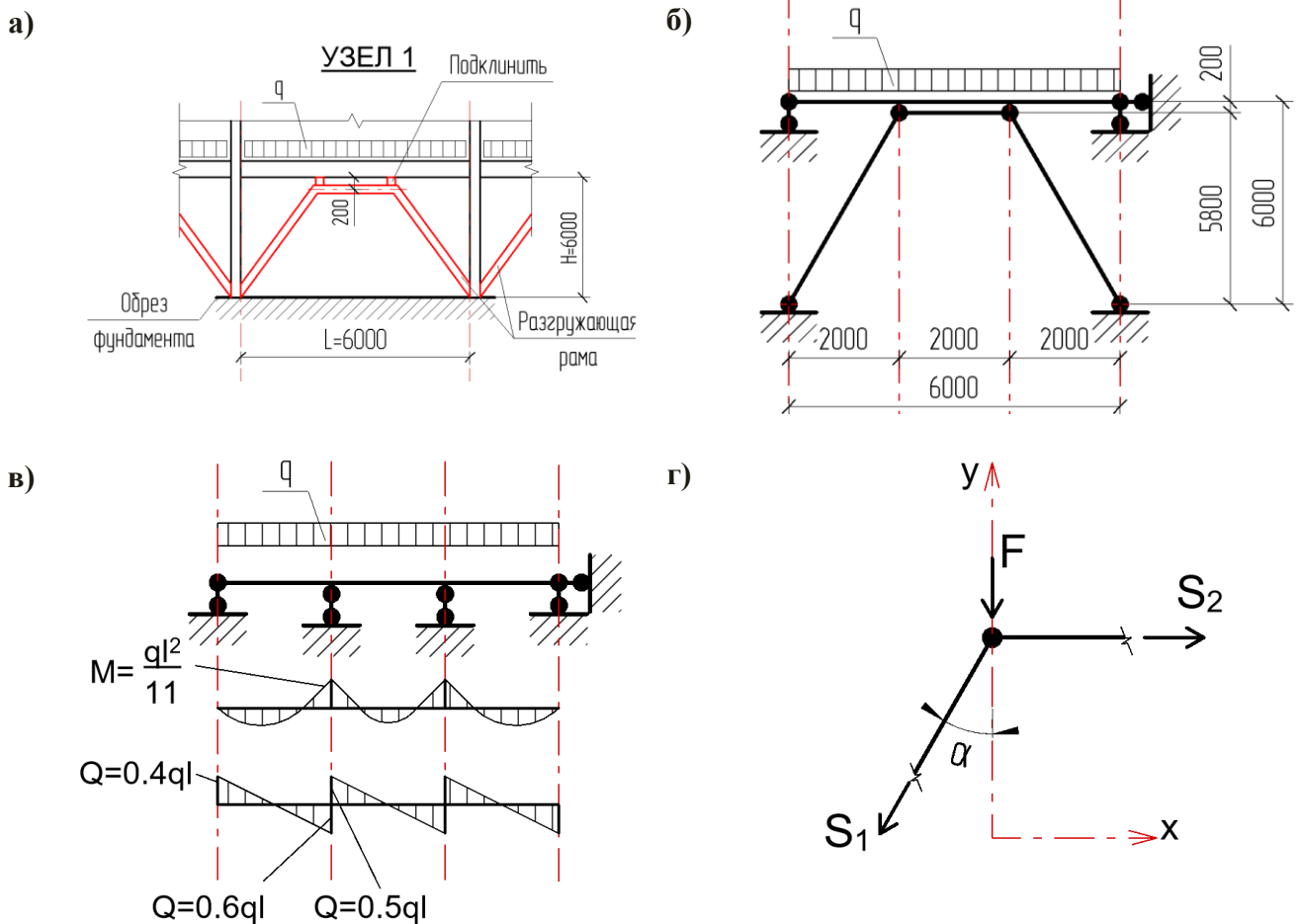


Рисунок 12.2 – Усиление (балок) ригеля методом разгружающих рам.
 а – конструктивная схема; б – статическая схема; в – расчетная схема усиленного ригеля;
 г – расчетная схема для определения усилий в раме методом вырезания узлов

Вывод:

После усиления ж.б. балки подведением разгружающей рамы она будет иметь достаточную несущую способность для восприятия проектной нагрузки $q = 57.3$ кН/м. При этом возникающий в нормальном сечении момент составляет $M_{max} = 20.8$ кН·м, что ниже несущей способности балки $M_{ult,500^{\circ}C} = 206.45$ кН·м ($M_{max} < M_{ult,500^{\circ}C}$).

Коэффициент использования $K = \frac{20.8}{206.45} = 0.1$.

3. Расчет по прочности элементов усиления рамы

Для определения усилий в элементах рамы можно применить метод вырезания узлов (см. рисунок 12.2 г).

3.1) Определение силы F

Согласно эпюрам перерезывающих сил на рисунке 12.2в, вертикальная сила F определяется следующим образом:

$$F = 0.5ql + 0.6ql = 1.1ql = 1.1 \cdot 57.3 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 2\text{м} = 126.06 \text{ кН}$$

3.2) Определение угла α

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{l}{h} = \frac{2 \text{ м}}{5.8 \text{ м}} = 0.345$$
$$\alpha = \operatorname{arctg} 0.345 = 19^\circ$$

где $h = 5.8 \text{ м}$ – высота подкоса рамы; $l = 2 \text{ м}$ – расчетный пролет балки.

3.3) Определение силы S_1 из условия равновесия системы:

$$\sum F_y = 0 \rightarrow S_1 + F \cos \alpha = 0$$
$$S_1 = -\frac{F}{\cos \alpha} = -\frac{126.06}{\cos 19^\circ} = -129.4 \text{ кН (сжатие)}$$

3.4) Определение силы S_2 из условия равновесия системы:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow S_2 - S_1 \cdot \sin \alpha = 0$$
$$S_2 = S_1 \cdot \sin \alpha = (-129.4) \sin 19^\circ = -42.1 \text{ кН (сжатие)}$$

3.5) Определение длины подкоса:

Длина наклонного элемента составляет:

$$l_{\text{п}} = \sqrt{l^2 + h^2} = \sqrt{2^2 + 5.8^2} = 6.14 \text{ м}$$

3.5) Определение требуемого радиуса инерции сечения подкоса:

Условие подбора стойки по конструктивной гибкости стержня:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leq 120 \rightarrow i_{\text{треб}} \geq \frac{l_0}{120}, \text{ где } l_0 = \mu \cdot l,$$
$$i_{\text{треб}} \geq \frac{1 \cdot 6.14 \text{ см}}{120} = 5.12 \text{ см} - \text{ в обеих плоскостях изгиба подкоса.}$$

Требуемым радиусом инерции обладает квадратная труба тр.140×140×4.

$$i_y = i_z = 5.5 \text{ см} > i_{\text{треб}} = 5.12 \text{ см}$$

(i_y, i_z определены по таблицам сортамента металлопроката, Приложение 6)

$$\lambda = \frac{614}{5.5} = 112 \leq 120$$

3.6) Проверка прочности стержня подобранного сечения:

Площадь поперечного сечения трубы составляет $A = 21.76 \text{ см}^2$.

Фактические напряжения составляют:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{129400 \text{ Н}}{0.478 \cdot 2176 \text{ мм}^2} = 124.4 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа}$$

Т.к. $\sigma < R_y$, то прочность обеспечена

φ – коэффициент, зависящий от гибкости, определяется по таблице 72, СНиП 2-23-81 «Стальные конструкции» (см. Приложение 5).

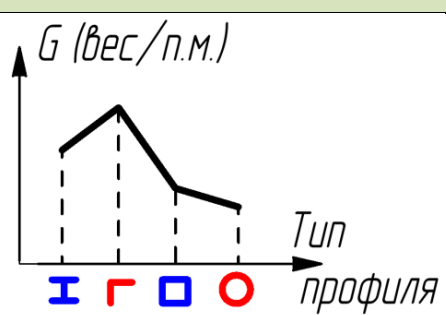
Вывод:

Для рамы усиления принимается труба квадратного поперечного сечения тр.140×140×4. Коэффициент использования $K = \frac{124.4}{240} = 0.52$.

2. Задание для самостоятельной работы

Выполнить расчет по прочности элементов усиления двухопорной ж.б. балки путем подведения разгружающих рам из стали С245 ($R_y = 240$ МПа).

Назначить по расчету поперечные сечения элементов рамы усиления, выбрать наиболее эффективные профили по расходу материала. Выполнить расчеты с применением других профилей проката для рамы усиления и построить график расхода стали. Определить наиболее экономичный профиль: квадрат, круг, уголок или двутавр (построить график).

№ вар.	t огневого воздействия (°C)	Пролет балки (м)	Высота этажа (м)	Варьирование сечений стержней рамы
1	400	6	4.2	 <p>Вывод: наиболее экономичный по расходу стали является.....</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Трубы круглые – ГОСТ 10704-91; 2. Трубы квадратные – ТУ 36-2287-80; 3. Двутавр широкополочный – СТО АСЧМ 20-93; 4. Уголок равнополочный – ГОСТ 8509-93;
2	500	6	4.8	
3	400	6	5.4	
4	500	7	6.0	
5	400	7	6.6	
6	500	7	7.2	
7	400	8	5.4	
8	500	8	6.0	
9	400	8	6.6	
10	500	9	7.2	
11	400	9	5.4	
12	500	9	6.0	
13	400	6	6.6	
14	500	6	7.2	
15	400	6	5.4	
16	500	7	6.0	
17	400	7	6.6	
18	500	7	7.2	
19	400	8	5.4	
20	500	8	6.0	
21	400	8	6.6	
22	500	9	7.2	
23	400	9	5.4	
24	500	9	6.0	
25	400	9	6.6	

Занятие №13. Усиление балки подвергшейся пожару путем её объединения с пустотными плитами перекрытия

1. Пример №12

Выполнить расчет по прочности однопролетной ж.б. балки (после огневого воздействия) усиленной путем увеличения рабочей высоты поперечного сечения и превращения её прямоугольного профиля в тавровый. Исходные данные принять по Практическому занятию №2. После усиления, величина несущей способности балки должна быть не менее первоначального значения (до огневого воздействия). Выполнить конструирование усиления.

Решение:

1. Конструктивная схема усиления ж.б. балки, на которую опираются сборные пустотные плиты, представлена на рисунке 13.1.

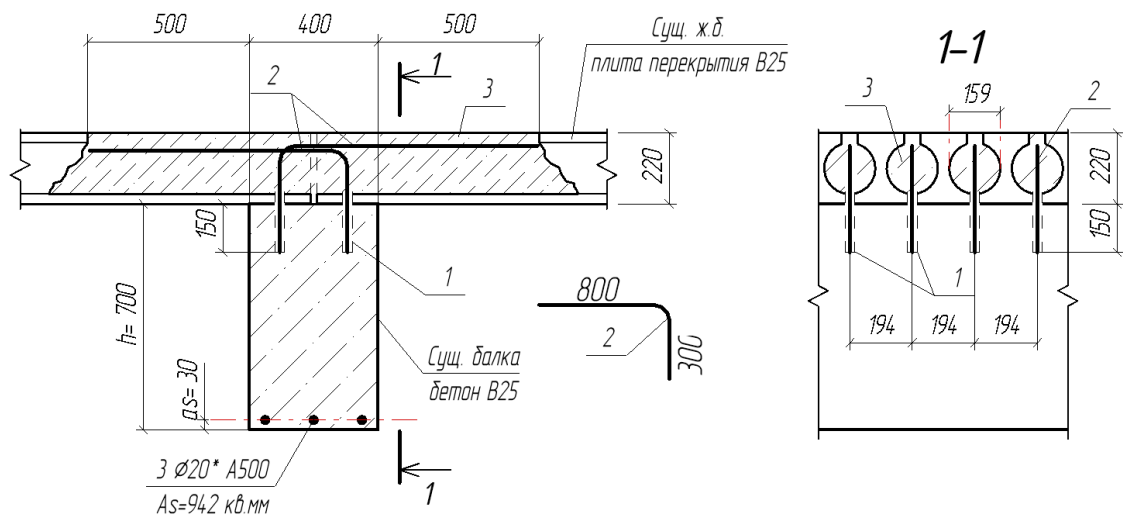


Рисунок 13.1 – Усиление существующей ж.б. балки прямоугольного профиля, заменой его на тавровый профиль путем заполнения бетоном приопорных участков плит перекрытий.

1 – отв. Ø21 мм; 2 – "Г" образные арматурные стержни из Ø20 A240;
3 – монолитный бетон кл. В15.

2. Расчетная схема (расчетное поперечное сечение) выполненного усиления превращается из прямоугольного в тавровое (см. рисунок 13.2).

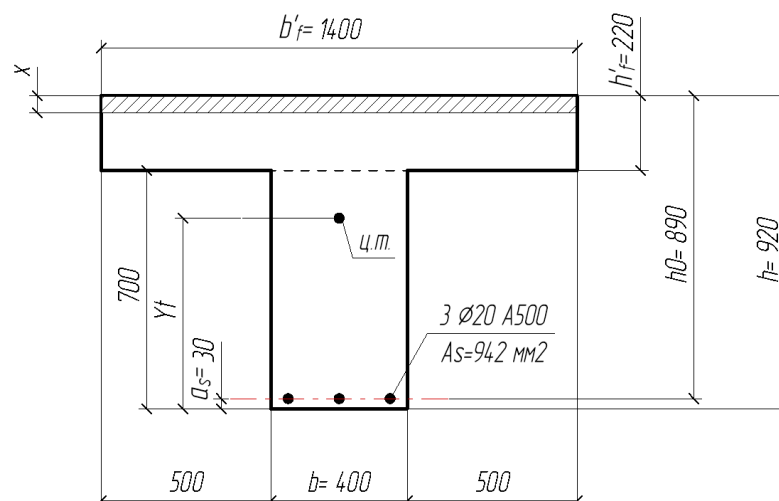


Рисунок 13.2 – Расчетное поперечное сечение балки после усиления

3. Определение высоты сжатой зоны бетона

Предположим, что нейтральная ось проходит в полке поперечного сечения элемента (т.к. она имеет относительно большую величину и ширину).

Упрощенно, прочность бетона перекрытия принимается класса В15, $R_b = 8.5$ МПа. (Для более точного определения осредненной прочности бетона, необходимо использовать принципы, описанные в Практическом занятии №11).

$R_s = 391$ МПа – определено в Практическом занятии №2.

Высота сжатой зоны определяется из условия (см. ф.(8.5), [6]):

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b'_f} = \frac{391 \cdot 942}{8.5 \cdot 1400} = 31 \text{ мм}$$

$$x = 31 \text{ мм} < h'_f = 220 \text{ мм}$$

Вывод: т.к. условие выполняется, то нейтральная ось действительно проходит в полке.

4. Определение несущей способности нормального сечения

Т.к. сжатая зона в полке, то сечение можно рассматривать как прямоугольное (п.8.1.10, [6]).

Максимальный момент, воспринимаемый нормальным поперечным сечением усиленной тавровой балки, определяется по (ф.8.4), [6].

$$M_{ult} = R_b \cdot b'_f \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$M_{ult} = 8,5 \cdot 1400 \cdot 31 \left(890 - \frac{31}{2} \right) = 322603050 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 322.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{ult} = 322.6 \text{ кН} \cdot \text{м} > 257.81 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где 257.81 кН·м – несущая способность балки до огневого воздействия (см. Практику №2).

Вывод: Ж.б. балка после усиления обладает достаточной несущей способностью для восприятия проектных нагрузок. Коэффициент использования $K = \frac{257.81}{322.6} = 0.8$.

5. Проверка сдвиговой прочности полки двутавра относительно верхней плоскости усиливаемой ж.б. балки.

5.1) Определение максимальной поперечной силы, соответствующей M_{ult} .

Известно что: $M_{ult} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{q \cdot l \cdot l}{2 \cdot 4} = Q \cdot \frac{l}{4}$

Следовательно: $Q_{ult} = \frac{4 M_{ult}}{l} = \frac{4 \cdot 322.6}{6} = 215.1 \text{ кН}$.

5.2) Определение напряжений сдвига.

По формуле Журавского определить напряжения сдвига на участке длиной 1 м рядом с опорой (т.к. в этой зоне сдвиг максимальный):

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\text{полки}}}{b \cdot J}$$

$S_{\text{полки}}$ – статический момент инерции полки относительно центра тяжести поперечного сечения тавровой балки.

J – момент инерции поперечного сечения двутавровой балки

$b = 400$ мм – ширина балки по плоскости сопряжения с полкой таврового поперечного сечения

Центр тяжести поперечного сечения определяется по формуле:

$$y_t = \frac{S}{A} = \frac{220 \cdot 1400 \cdot \left(920 - \frac{220}{2}\right) + 400 \cdot 700 \cdot \left(\frac{700}{2}\right)}{220 \cdot 1400 + 400 \cdot 700} = 591 \text{ мм}$$

где $S = \sum(A_i \cdot y_i)$ – статический момент (относительно нижней грани)

$$S_{\text{полки}} = A_{\text{полки}} \left(h - y_t - \frac{h'_f}{2} \right) = 1400 \cdot 220 \left(920 - 591 - \frac{220}{2} \right) = 67452000 \text{ мм}^3$$

$J = \sum(I_i + A_i \cdot z_i^2)$ – момент инерции сечения, вычисляемый как сумма моментов инерции прямоугольных частей сечения, где z_i – расстояние от ц.т. каждого элемента до общего центра тяжести, $I_i = \frac{bh^3}{12}$ – собственный момент инерции прямоугольника

$$J = \frac{400 \cdot 700^3}{12} + 400 \cdot 700 \cdot (591 - 350)^2 + \frac{1400 \cdot 220^3}{12} + 1400 \cdot 220 \cdot \left(920 - 591 - \frac{220}{2} \right)^2$$

$$J = 43710268000 \text{ мм}^4$$

В итоге, сдвигающее напряжение (τ) при максимальной поперечной силе (Q_{ult}) равно:

$$\tau = \frac{215100 \text{ Н} \cdot 67452000 \text{ мм}^3}{400 \text{ мм} \cdot 43710268000 \text{ мм}^4} = 0.83 \text{ МПа}$$

5.3) Определение сдвигающей силы.

Полная величина сдвигающей силы (T) на 1 п.м. длины приопорной части балки равна:

$$T = \tau \cdot b \cdot l = 0.83 \text{ МПа} \cdot 400 \text{ мм} \cdot 1000 \text{ мм} = 332000 \text{ Н} = 322 \text{ кН}$$

5.4) Проверка анкеров на срез.

Срезающее усилие (T_n), воспринимаемое одним нагелем (анкером из арматуры – см. рисунок 13.1) на длине 1м от опоры балки составляет:

$$T_n = \frac{T}{n} = \frac{322 \text{ кН}}{2 \cdot \left(\frac{1000}{194} + 1 \right)} = 26.83 \text{ кН}$$

где n – число анкеров на участке длиной 1 п.м.

Напряжения среза (τ_n) в одном нагеле (анкере) составляет:

$$\tau_H = \frac{T_H}{A_s} = \frac{26830 \text{ Н}}{314 \text{ мм}^2} = 85.5 \text{ МПа} \ll R_{\text{среза}} = 0.58 \cdot R_y = 0.58 \cdot 240 = 139.2 \text{ МПа}$$

где $A_s = 314 \text{ мм}^2$ – площадь поперечного сечения арматуры $\text{Ø}20$.

Условие выполняется, прочность нагеля обеспечена.

(Примечание: R_y по СП 16.13330 "Стальные конструкции" аналогично R_s по СП 63.13330 "Железобетонные конструкции").

Вывод: Прочности на срез нагелей из арматуры $\text{Ø}20A240$ достаточно для восприятия сдвигающих напряжений. Коэффициент использования $K = \frac{85.5}{139.2} = 0.61$.

Заключение:

Восстановление несущей способности после огневого воздействия обеспечено путем вовлечения в работу ж.б. пустотных плит перекрытия с превращением балки прямоугольного поперечного сечения в тавровое (см. рисунок 13.1).

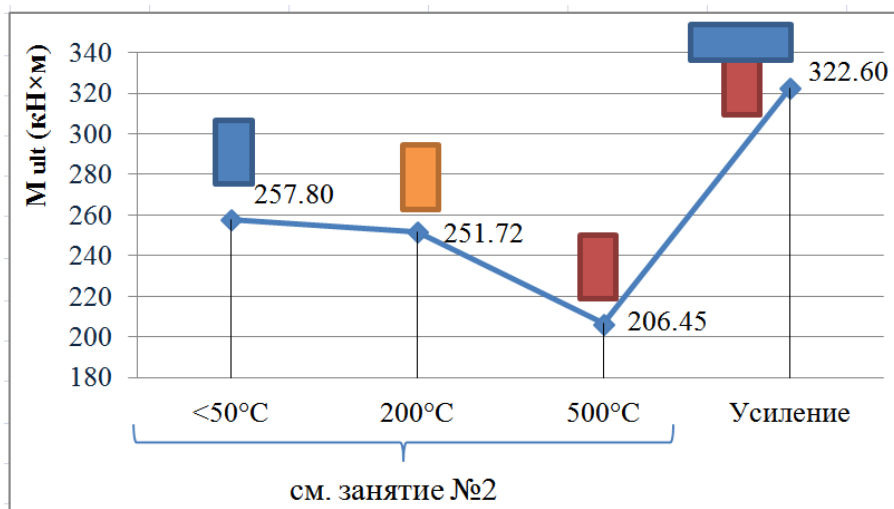


Рисунок 13.3 – График изменения несущей способности балки

2. Задание для самостоятельной работы

Выполнить усиление балки путем превращения прямоугольного сечения в тавровое. Характеристики балки принять из практического занятия №2.

Толщина тавровой полки равна толщине круглопустотных плит 220 мм. Величину свесов полки принять равной ширине ребра таврового сечения. Класс прочности бетона плит перекрытия и монолитного усиления принять равным классу бетона балки по заданию. Диаметр арматурных нагелей подобрать по расчету.

Занятие №14. Расчет по прочности консоли железобетонной колонны подвергшейся пожару

1. Пример №13

Используя исходные данные практического занятия №4 выполнить расчет по прочности консоли до и после огневого воздействия. Усилить консоль, обеспечив её начальную несущую способность.

Расчетная схема представлена на рисунке 14.1

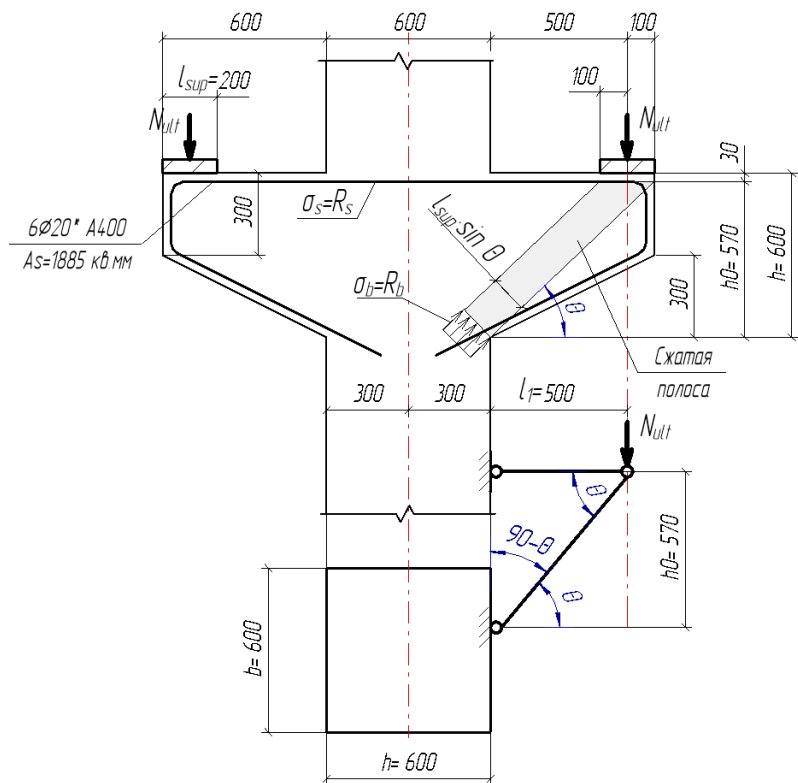


Рисунок 14.1 – Расчетная схема консоли с применением каркасно-стержневого аналога (КСА)

1. Проектный класс бетона: В40; $R_b = 22.0$ МПа;

2. Проектная арматура: консоль А400; $R_s = 350$ МПа;

3. Снижение прочности после $t^\circ\text{C}$ воздействия:
 $R_{b,500^\circ\text{C}} = 0.7 \cdot 22.0 = 15.4$ МПа;
 $R_{s,500^\circ\text{C}} = 0.9 \cdot 350 = 315$ МПа;

4. Определение углов наклона в каркасно-стержневом аналоге (КСА):

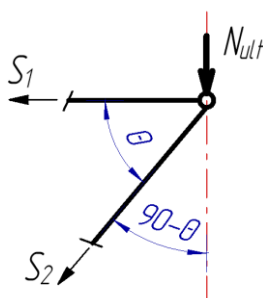
$$\theta = \arctg \frac{570}{500} = 49^\circ$$

$$\sin 49^\circ = 0.755$$

$$\cos 49^\circ = 0.656$$

1. Определить усилия методом вырезания узлов.

Из КСА, методом вырезания узлов определяются усилия в элементах



Силы S_1 и S_2 определяются из суммы проекций сил на вертикальную и горизонтальную оси:

$$N_{ult} + S_2 \cdot \sin \theta = 0$$

$$S_2 = -\frac{N_{ult}}{\sin \theta} \text{ (сжатие)} \quad (1)$$

$$S_1 + S_2 \cdot \cos \theta = 0$$

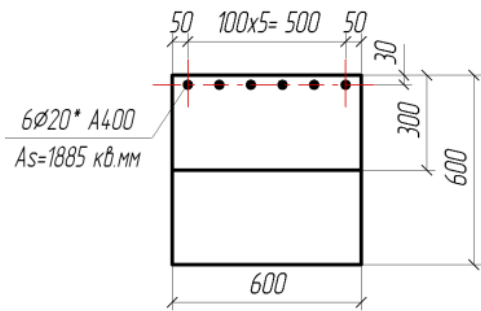
$$S_1 = -S_2 \cdot \cos \theta = -\left(-\frac{N_{ult}}{\sin \theta}\right) \cos \theta = N_{ult} \cdot \text{ctg} \theta \text{ (растяжение)} \quad (2)$$

2. Определить предельную несущую способность консоли по сжатой полосе (см. рисунок 14.1) из выражения (1) до огневого воздействия.

$$N_{ult} = S_2 \cdot \sin \theta = [R_b \cdot b \cdot (l_{sup} \cdot \sin \theta)] \sin \theta$$

$$N_{ult} = [22 \cdot 600 \cdot (200 \cdot \sin 49^\circ)] \sin 49^\circ = 1504866 \text{ Н} = 1504.9 \text{ кН.}$$

3. Определить требуемую площадь растянутой арматуры для восприятия силы N_{ult} из выражения (2) до огневого воздействия.



$$A_{s, \text{треб.}} = \frac{S_1}{R_s} = \frac{N_{ult} \cdot \text{ctg} \theta}{R_s} = \frac{752.4 \text{ кН} \cdot \frac{500 \text{ мм}}{570 \text{ мм}}}{350 \text{ МПа}}$$

$$= 1884 \text{ мм}^2$$

Требуется 6Ø20 А400, с $A_s = 1885 \text{ мм}^2 \geq A_{s, \text{треб.}} = 1884 \text{ мм}^2$

4. Расчет консоли колонны по прочности после огневого воздействия, 500°C.

По выражению (1) определяется :

$$N_{ult, 500^\circ\text{C}} = [R_{b, 500^\circ\text{C}} \cdot b \cdot (l_{sup} \cdot \sin \theta)] \sin \theta$$

$$N_{ult, 500^\circ\text{C}} = [15.4 \cdot 600 \cdot (200 \cdot \sin 49^\circ)] \sin 49^\circ = 1053406 \text{ Н} = 1053.4 \text{ кН}$$

Прочность по бетону снизилась на $-\Delta N_{ult} = 1504.9 - 1053.4 = 451.5 \text{ кН.}$

Вывод: После огневого воздействия несущая способность консоли (по бетону сжатой полосы) уменьшилась на 451.5 кН. Для восстановления проектной несущей способности (1504.9 кН) консоль необходимо усилить.

5. Расчет элементов усиления консоли

Схема расположения элементов усиления представлена на рисунке 14.2.

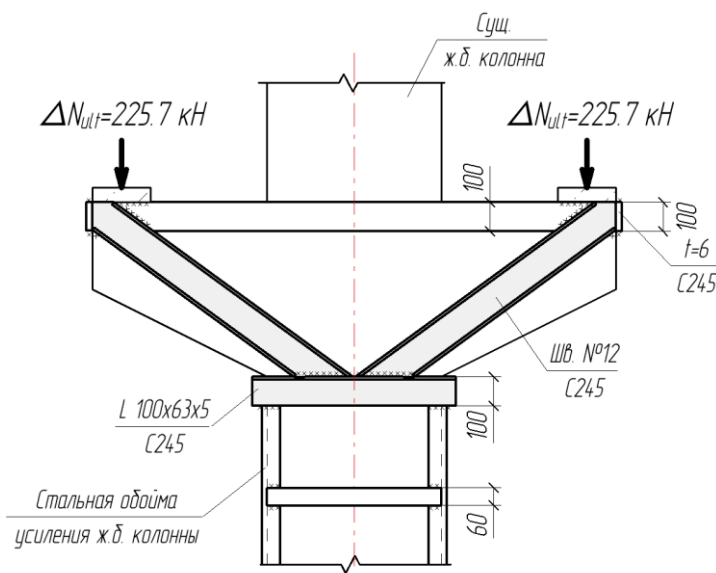


Рисунок 14.2 – Схема расположения элементов усиления.

На каждый наклонный элемент усиления сжатой полосы приходится:

$$N_{\text{усил}} = \frac{\Delta N_{ult}}{2} = \frac{451.5 \text{ кН}}{2} = 225.75 \text{ кН}$$

Принимается шв. №12 со следующими характеристиками:

$$A = 1330 \text{ мм}^2$$

$$i_{\text{min}} = 15.3 \text{ мм}$$

$$R_y = 240 \text{ МПа (С245)}$$

Расчетную длину швеллера можно принять $\approx 600 \text{ мм.}$

Проверка выбранного сечения:

Проверка по гибкости:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{min}} = \frac{600/\cos 49}{15.8} = \frac{914 \text{ мм}}{15.8} = 58 \leq 120$$

Вывод: предельная гибкость $\lambda = 120$ не превышена.

Проверка по прочности:

$\varphi = 0.805$ – по таблице из Приложения 5.

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{225750 \text{ Н}}{0.805 \cdot 1330 \text{ мм}^2} = 210 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа}$$

Вывод: прочность швеллера обеспечена.

Вывод:

Проектная несущая способность консоли восстановлена. Несущая способность консоли колонны выросла на:

$$N_{\text{усил,ult}} = 2 \cdot N \frac{R_y}{\sigma} = 2 \cdot 225.75 \frac{240}{210} = 516 \text{ кН.}$$

Полная несущая способность после усиления составляет:

$$N_{\text{ult}} = N_{\text{ult,500}^\circ\text{C}} + 516 \text{ кН} = 1053.4 \text{ кН} + 516 \text{ кН} = 1569.4 \text{ (+4\%)}$$

2. Задание для самостоятельной работы

Задача:

Выполнить усиление консоли ж.б. колонны, подвергшейся пожару. Нагрузку на консоль и размеры поперечного сечения колонны принять исходя из данных практического занятия №4. Габариты консоли принять согласно схеме представленной на рисунке 14.3.

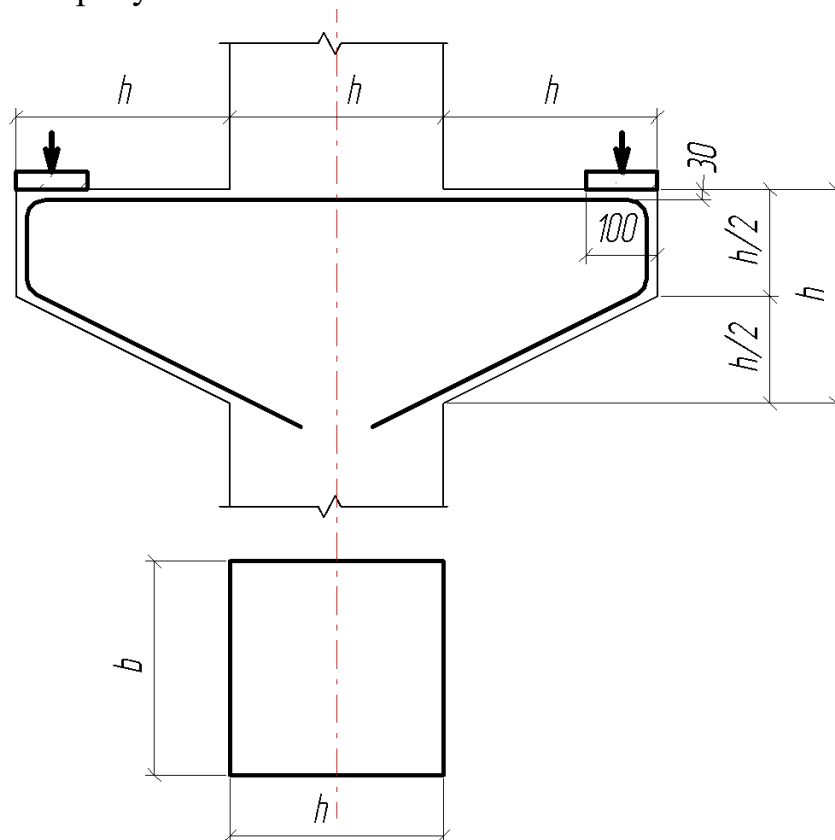


Рисунок 14.3 – Геометрическая схема расчетной консоли колонны

Приложение 1. Пожарно-техническая классификация

А.1 Классификация зданий

Табл.1 – **Функциональная пожарная опасность зданий (ст.32 [9])**

Ф1	здания, предназначенные для постоянного проживания и временного пребывания людей
Ф2	здания зрелищных и культурно-просветительных учреждений
Ф3	здания организаций по обслуживанию населения
Ф4	здания образоват. организаций, научных и проектных организаций, органов управления учреждений
Ф5	здания производственного или складского назначения,

Согласно ст.87, [1] **Класс конструктивной пожарной опасности и степень огнестойкости** зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков устанавливается в зависимости от их этажности, класса функциональной пожарной опасности, площади пожарного отсека и пожарной опасности происходящих в них технологических процессов. Определяются по СП 2.13130.2012.

Табл.2 – **Классы конструктивной пожарной опасности**

С0	конструкции выполняются из негорючих материалов (НГ), не создающих при пожаре теплового эффекта, повреждений, токсичных веществ
С1	разрешено применение нескольких конструкций из малогорючих материалов (Г1).
С2	применение для построения конструкции Г1 и Г2.
С3	не предъявляют регламентированных требований к конструкциям (кроме лестничных клеток и ступеней лестниц, стен, противопожарных преград).

Табл.3 – **Степени огнестойкости**

I,II	Здания с несущими и ограждающими конструкциями из естественных или искусственных каменных материалов, бетона, железобетона с применением листовых и плитных негорючих материалов. II Идентична I степени, но только в покрытиях строений разрешается использовать конструкции из стали.
III	Здания с несущими и ограждающими конструкциями из естественных или искусственных каменных материалов, бетона, железобетона. Для перекрытий разрешается применять деревянные конструкции, которые защищены штукатуркой или негорючими листовыми, плитными материалами, или материалами групп горючести Г1, Г2. К элементам покрытий не предъявляются требования по пределу огнестойкости, распространению огня, при этом элементы чердачного покрытия из древесины должны иметь огнезащитную обработку.
IIIa	Здания преимущественно с каркасной конструктивной схемой. Элементы каркаса - из металлических незащищенных конструкций. Ограждающие конструкции - из металлических профилированных листов или других негорючих листовых материалов с негорючим утеплителем или утеплителем групп горючести Г1, Г2.
IIIб	Здания преимущественно одноэтажные с каркасной конструктивной схемой. Элементы каркаса - из древесины, которая подверглась огнезащитной обработке. Ограждающие конструкции выполняются с применением древесины или материалов на ее основе. Древесина и другие материалы группы горючести Г3, Г4 ограждающих конструкций должны быть подвергнуты огнезащитной обработке или защищены от воздействия огня и высоких температур.
IV	Здания с несущими и ограждающими конструкциями из древесины или других материалов группы горючести Г2-Г4, защищенных от воздействия огня и высоких температур штукатуркой или другими листовыми, плитными материалами. Элементам покрытий не предъявляются требования по пределу огнестойкости и пределу распространения огня, при этом элементы чердачного покрытия из древесины должны иметь огнезащитную обработку.

IVa	Здания преимущественно одноэтажные с каркасной конструктивной схемой. Элементы каркаса – из металлических незащищенных конструкций. Ограждающие конструкции – из металлических профилированных листов или других негорючих материалов с утеплителем групп горючести ГЗ, Г4.
V	Здания, к несущим и ограждающим конструкциям которых не предъявляются требования по пределу огнестойкости и пределу распространения огня.

Табл.4 – Категория помещений по пожарной и взрывопожарной опасности (ст.27 [9])

А	повышенная взрывопожароопасность
Б	взрывопожароопасность
В1-В4	пожароопасность
Г	умеренная пожароопасность
Д	пониженная пожароопасность

А.2. Классификация строительных конструкций

Предел огнестойкости строительных конструкций устанавливается по времени (в минутах) наступления одного или последовательно нескольких, нормируемых для данной конструкции, признаков предельных состояний:

Табл.5 – Признаки огнестойкости строительных конструкций (ст.35, [9])

R	потеря несущей способности
E	потеря целостности
I	потеря теплоизолирующей способности

Табл.6 – Пожарная опасность строительных конструкций (ст.36, [1])

К0	непожароопасные
К1	малопожароопасные
К2	умереннопожароопасные
К3	пожароопасные

А.3. Классификация строительных материалов

Классификация строительных материалов по ст.13, [1].

Строительные материалы

НГ	негорючие
Г	горючие

Горючие строительные материалы подразделяются на четыре группы:

Г1	слабогорючие
Г2	умеренногорючие
Г3	нормальногорючие
Г4	сильногорючие

Горючие строительные материалы **по воспламеняемости** подразделяются на три группы:

В1	трудновоспламеняемые
В2	умеренновоспламеняемые
В3	легковоспламеняемые

Горючие строительные материалы **по распространению пламени по поверхности** подразделяются на:

РП1	нераспространяющие
РП2	слабораспространяющие
РП3	умереннораспространяющие
РП4	сильнораспространяющие

Горючие строительные материалы **по дымообразующей способности** подразделяются на три группы:

Д1	с малой дымообразующей способностью
Д2	с умеренной дымообразующей способностью
Д3	с высокой дымообразующей способностью

Горючие строительные материалы **по токсичности продуктов горения** подразделяются на четыре группы:

Т1	малоопасные
Т2	умеренноопасные
Т3	высокоопасные
Т4	чрезвычайно опасные

А.4. Классификация лестниц

Классификация лестниц согласно ст. 39, [1].

Эвакуационные лестницы подразделяются на следующие типы:

Тип 1	внутренние лестницы, устанавливаемые в лестничной клетке
Тип 2	внутренние открытые лестницы
Тип 3	наружные открытые лестницы

Пожарные лестницы (не эвакуационные) подразделяются на следующие типы:

П1	вертикальные лестницы
П2	маршевые лестницы с уклоном не более 6:1

А.5. Классификация лестничных клеток

Классификация лестничных клеток согласно ст. 40, [1].

Лестничные клетки в зависимости от степени их защиты от задымления подразделяются на типы:

Тип 1	обычные лестничные клетки
Тип 2	незадымляемые лестничные клетки

Обычные лестничные клетки по **способу освещения** подразделяются на следующие типы:

Л1	лестничные клетки с естественным освещением через остекленные или открытые проемы в наружных стенах на каждом этаже
Л2	лестничные клетки с естественным освещением через остекленные или открытые проемы в покрытии

Незадымляемые лестничные клетки **по способу защиты от задымления** при пожаре подразделяются на:

Н1	лестничные клетки с входом на лестничную клетку с этажа через незадымляемую наружную воздушную зону по открытым переходам
Н2	лестничные клетки с подпором воздуха на лестничную клетку при пожаре
Н3	лестничные клетки с входом на них на каждом этаже через тамбур-шлюз, в котором постоянно или во время пожара обеспечивается подпор воздуха

Приложение 2. Нормативные таблицы СП 63.13330.2018

[6] – СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции.

Сортамент арматуры

Диаметр арматуры, мм	Расчетная площадь поперечного сечения арматуры, мм ² , при числе стержней, шт:										вес 1м арматуры
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
6	28	57	85	113	141	170	198	226	254	283	0,222
8	50	100	151	201	251	301	352	402	452	502	0,395
10	79	157	236	314	393	471	550	628	707	785	0,617
12	113	226	339	452	565	678	791	904	1017	1130	0,888
14	154	308	462	615	769	923	1077	1231	1385	1539	1,208
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	2010	1,578
18	254	509	763	1017	1272	1526	1780	2035	2289	2543	1,998
20	314	628	942	1256	1570	1884	2198	2512	2826	3140	2,466
22	380	760	1140	1520	1900	2280	2660	3040	3419	3799	2,984
25	491	981	1472	1963	2453	2944	3434	3925	4416	4906	3,84
28	615	1231	1846	2462	3077	3693	4308	4924	5539	6154	4,83
32	804	1608	2412	3215	4019	4823	5627	6431	7235	8038	6,31

Расчетное сопротивление бетона

Таблица 6.8

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона R_b, R_{bt} , МПа, для предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие																					
		B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
Сжатие осевое (призмная прочность) R_b	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	—	—	—	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0	37,0	41,0	44,0	47,5
	Легкий	—	—	1,5	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ячеистый	0,95	1,3	1,6	2,2	3,1	4,6	6,0	7,0	7,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	—	—	—	0,26	0,37	0,48	0,56	0,66	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,10	2,15	2,20
	Легкий	—	—	0,20	0,26	0,37	0,48	0,56	0,66	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ячеистый	0,09	0,12	0,14	0,18	0,24	0,28	0,39	0,44	0,46	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания
 1 Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.
 2 Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее, а также для легкого бетона на мелком пористом заполнителе значения расчетных сопротивлений R_{bt} следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.
 3 Для поризованного бетона, а также для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения расчетных сопротивлений R_{bt} следует принимать как для легкого бетона с умножением на коэффициент 0,7.
 4 Для напрягающего бетона значения R_{bt} следует принимать с умножением на коэффициент 1,2.
 5 Для тяжелых бетонов классов В70—В100 расчетные значения сопротивления осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} приняты с учетом дополнительного понижающего коэффициента $\gamma_{b,br}$ учитывающего увеличение хрупкости высокопрочных бетонов в связи с уменьшением деформаций ползучести и равного $\gamma_{b,br} = \frac{360 - B}{300}$, где В — класс бетона по прочности на сжатие.

Модуль упругости бетона

Таблица 6.11

Бетон	Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b , МПа · 10 ⁻³ , при классе бетона по прочности сжатия																					
	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
Тяжелый	—	—	—	9,5	13,0	16,0	19,0	21,5	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5	41,0	42,0	42,5	43

Нормативное сопротивление бетона

Таблица 6.7

Вид сопротивления	Бетон	Нормативные сопротивления бетона R_{bn} , $R_{bt,n}$, МПа, и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие																					
		B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
Сжатие осевое (призмная прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	—	—	—	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	50	57	64	71
	Легкий	—	—	1,9	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11	15	18,5	22	25,5	29	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ячеистый	1,4	1,9	2,4	3,3	4,6	6,9	9,0	10,5	11,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое $R_{bt,n}$ и $R_{bt,ser}$	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	—	—	—	0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25	2,45	2,60	2,75	3,00	3,30	3,60	3,80
	Легкий	—	—	0,29	0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	—	—	—	—	—	—	—	—
	Ячеистый	0,22	0,26	0,31	0,41	0,55	0,63	0,89	1,00	1,05	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания
 1 Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.
 2 Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее, а также для легкого бетона на мелком пористом заполнителе значения расчетных сопротивлений $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$ следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.
 3 Для поризованного бетона, а также для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения расчетных сопротивлений $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$ следует принимать как для легкого бетона с умножением на коэффициент 0,7.
 4 Для напрягающего бетона значения $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$ следует принимать с умножением на коэффициент 1,2.

Изменение коэффициента продольного изгиба φ железобетонного стержня прямоугольного сечения в зависимости от его гибкости (φ от $\lambda_h = \frac{l_0}{h}$):

СП 63.13330.2012				
Таблица 8.1				
Класс бетона	φ при l_0/h , равном			
	6	10	15	20
B20 – B55	0,92	0,9	0,83	0,7
B60	0,91	0,89	0,80	0,65
B80	0,90	0,88	0,79	0,64

Расчетное сопротивление поперечной арматуры

Таблица 6.15

Класс арматуры	Расчетные значения сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) растяжению для предельных состояний первой группы, МПа
A240	170
A400	280
A500	300
B500	300

Расчетное сопротивление продольной арматуры

Таблица 6.14

Класс арматуры	Значения расчетного сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	210	210
A400	350	350
A500	435	435(400)
A600	520	470(400)
A800	695	500(400)
A1000	870	500(400)
B500	435	415(380)
B _p 500	415	390(360)
B _p 1200	1050	500(400)
B _p 1300	1130	500(400)
B _p 1400	1215	500(400)
B _p 1500	1300	500(400)
B _p 1600	1390	500(400)
K1400	1215	500(400)
K1500	1300	500(400)
K1600	1390	500(400)
K1700	1475	500(400)
K1800	1565	500(400)
K1900	1650	500(400)

Примечание — Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

Нормативное сопротивление продольной арматуры

Таблица 6.13

Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа
A240	6—40	240
A400	6—40	400
A500	6—40	500
A600	6—40	600
A800	10—40	800
A1000	10—40	1000
B500	3—16	500
B _p 500	3—5	500
B _p 1200	8	1200
B _p 1300	7	1300
B _p 1400	4; 5; 6	1400
B _p 1500	3	1500
B _p 1600	3—5	1600
K1400	15	1400
K1500	6—18	1500
K1600	6—16	1600
K1700	6—9	1700
K1800	6,9	1800
K1900	6,9	1900

Приложение 3. Нормативные таблицы СП 13-102-2003

[4] СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений.

Т а б л и ц а Г.2 — Снижение прочности бетона на сжатие после пожара

Вид твердения бетона и условия твердения	Снижение прочности бетона после пожара, %, при максимальной температуре его нагрева, °С						
	60	120	150	200	300	400	500
Тяжелый с гранитным заполнителем, естественное	30	30	30	30	40	60	70
То же, тепловлажностная обработка	15	20	20	20	20	30	45
То же, с известняковым заполнителем	15	20	20	25	25	40	60
Легкий с керамзитовым заполнителем, тепловлажностная обработка	10	10	10	10	10	15	20

П р и м е ч а н и я
 1 В таблице указано, на сколько процентов снижается значение прочности бетона после пожара по сравнению со значением прочности бетона до пожара.
 2 Прочность бетона после его нагрева до температур ниже 60 °С принимается равной ее значению до пожара.
 3 После нагрева до температур выше 500 °С значения прочности бетона принимаются равными нулю.
 4 Промежуточные значения снижения прочности бетона устанавливаются линейной интерполяцией.

Т а б л и ц а Г.3 — Снижение прочности арматуры после пожара

Положение арматуры в конструкции, наличие предварительного напряжения	Класс арматуры	Снижение прочности арматуры после пожара, %, при максимальной температуре ее нагрева, °С		
		300	400	500
За пределами зоны анкеровки независимо от преднапряжения	A-I, A-II, A-III	Нет	Нет	Нет
	A-IV, A-V, A-VI	»	5	10
	At-IV, At-V, At-VI	»	10	20
	B-II, Bp-II, K-7	»	30	60
В зоне анкеровки арматуры, ненапрягаемой	A-II, A-III, A-IV A-V, At-III, At-IV At-V	Нет	20	40
То же, предварительно напряженной	A-IV, At-IV	»	25	50
	At-V, A-V	»	30	60
	A-VI, At-VI	»	35	70
	Bp-II, K-7	»	45	90
	B-II	»	60	—

П р и м е ч а н и я
 1 В таблице указано, на сколько процентов снижается значение прочности арматуры после пожара по сравнению со значением прочности арматуры до пожара.
 2 Прочность арматуры (за исключением класса B-II) после нагрева до температуры выше 500 °С принимается равной нулю, для класса B-II это значение принимается после температуры нагрева выше 400 °С.
 3 Промежуточные значения снижения прочности арматуры устанавливаются линейной интерполяцией.

Приложение 4. Нормативные таблицы СП 329.1325800.2017

[3] – СП 329.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила обследования после пожара.

Т а б л и ц а 1 - Значения коэффициентов условий работы γ_{bt} и β_b бетона в охлажденном состоянии после пожара

Вид бетона	Обозначение коэффициента условий работы	Значения коэффициентов условий работы γ_{bt} и β_b бетона в охлажденном состоянии после нагрева до температуры, °С				
		20	200	300	400	500
Тяжелый, на силикатном заполнителе	γ_{bt}	1,0	0,95	0,90	0,80	0,70
	β_b	1,0	0,70	0,50	0,40	0,30

Т а б л и ц а 2 - Значения коэффициентов условий работы γ_{st} , β_s арматуры в охлажденном состоянии после пожара

Класс арматуры	Обозначения коэффициента	Значения коэффициентов условий работы γ_{st} и β_s в охлажденном состоянии после нагрева до температуры, °С							
		20	200	300	400	500	600	700	800
А240, А400, А500	γ_{st}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,92	0,85
	β_s	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Т а б л и ц а Ж.1 - Зависимость длительности интенсивного пожара от температуры нагрева при стандартном огневом воздействии

τ , мин	t , °С	τ , мин	t , °С	τ , мин	t , °С
0–05	556	0–55	910	2–45	1075
0–10	659	1–00	925	3–00	1090
0–15	718	1–10	950	3–15	1100
0–20	750	1–20	970	3–30	1115
0–25	790	1–30	986	3–45	1120
0–30	821	1–40	1005	4–00	1128
0–35	824	1–50	1015	4–15	1135
0–40	865	2–00	1029	4–30	1147
0–45	885	2–15	1045	4–45	1154
0–50	895	2–30	1065	5–00	1160

Приложение И

Графики распределения температур в поперечных сечениях железобетонных конструкций при пожаре

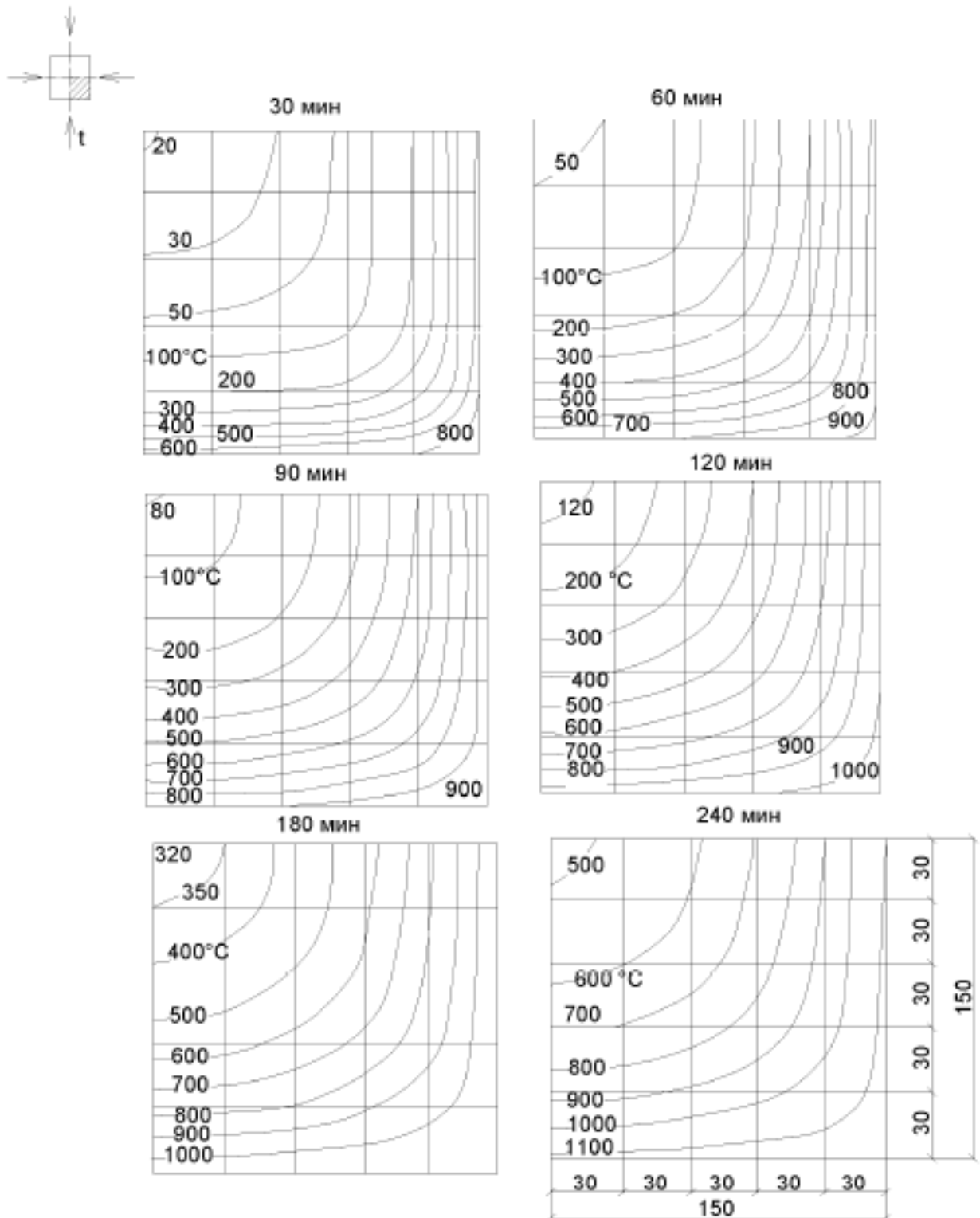


Рисунок И.1 – Колонна из тяжелого бетона сечением 300x300 мм при нагреве с четырех сторон

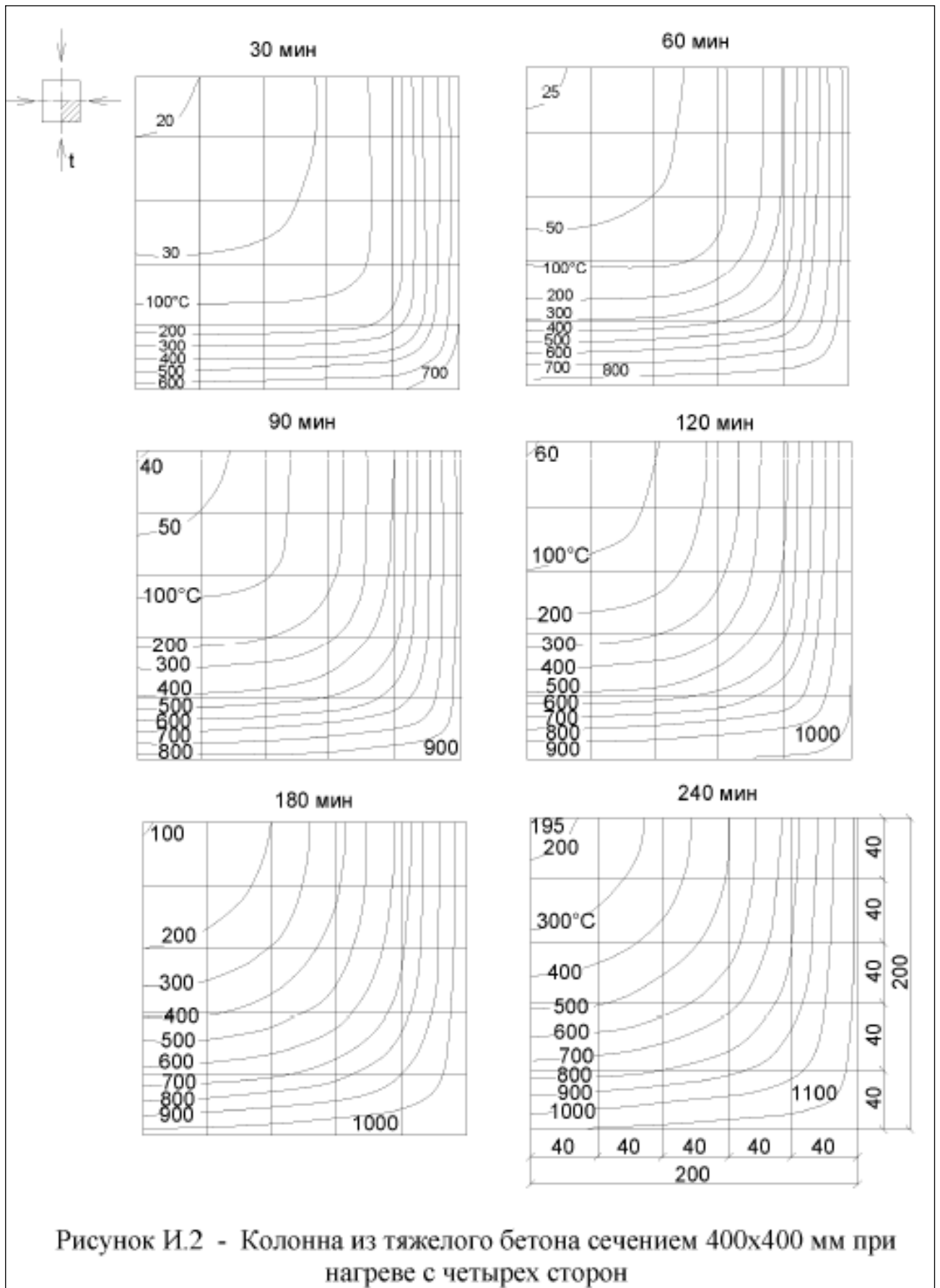
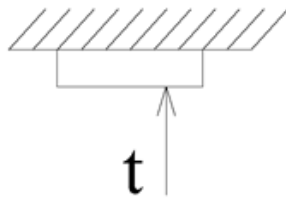


Рисунок И.2 - Колонна из тяжелого бетона сечением 400x400 мм при нагреве с четырех сторон



30 мин

30		
40		
100 °C		
200		
300		
600		

60 мин

66		
100 °C		
200		
300		
600		
800		

90 мин

100		
200 °C		
300		
400		
600		
900		

120 мин

157		
200		
300 °C		
400		
500		
700		
900		

180 мин

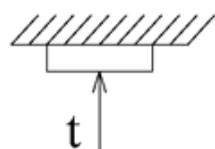
218		
300		
400 °C		
600		
800		
1000		

240 мин

246		
300		
400 °C		
600		
800		
900		
1100		

20 / 20 / 20 / 20 / 20
100

Рисунок И.11 - Плита из тяжелого бетона толщиной 100 мм при нагреве с одной стороны



30 мин

20
40
100
200
300 °C
600

60 мин

22
55
100 °C
200
400
800

90 мин

27
45
100 °C
200
300
400
600
900

120 мин

34
50 °C
100
200
300
500
700
900

180 мин

52
100 °C
200
300
400
600
800
1000

240 мин

68
100 °C
200
300
400
500
700
900
1100

200

Рисунок И.12 - Плита из тяжелого бетона толщиной 200 мм при нагреве с одной стороны

Приложение 5. Нормативные таблицы СНиП 2-23-81

[8] – СНиП 2-23-81 «Стальные конструкции».

Таблица 72 – Определение коэффициента φ

Таблица 72

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гибкость λ	Коэффициенты φ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R_s , МПа (кгс/см ²)											
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057

Примечание. Значения коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз.

Приложение 6. Таблицы сортамента металлопроката

Рисунок 1 – Формулы для определение характеристик сечения **круглой трубы**

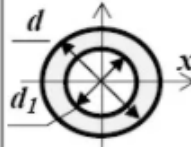
Сечение	Площадь- A	Момент инерции - I_x	Момент сопротивления $W=I_x/y_{max}$	Радиус инерции, $i_x = \sqrt{I_x / A}$
	$\frac{\pi(d^2 - d_1^2)}{4}$	$\frac{\pi(d^4 - d_1^4)}{64}$	$\frac{\pi(d^4 - d_1^4)}{32d}$	$\frac{\sqrt{d^2 + d_1^2}}{4}$

Рисунок 2 – Характеристики сечений профиля **круглой трубы ГОСТ 10704-91**

№	D	s	P	A	
					мм
1	83x3	83.000	3.000	5.920	7.540
2	83x3.2	83.000	3.200	6.300	8.020
3	83x3.5	83.000	3.500	6.860	8.740
4	83x3.8	83.000	3.800	7.420	9.450
5	83x4	83.000	4.000	7.790	9.930
6	83x4.5	83.000	4.500	8.710	11.100
7	83x5	83.000	5.000	9.620	12.250
8	89x3	89.000	3.000	6.360	8.110
9	89x3.2	89.000	3.200	6.770	8.630
10	89x3.5	89.000	3.500	7.380	9.400
11	89x3.8	89.000	3.800	7.980	10.170
12	89x4	89.000	4.000	8.380	10.680
13	89x4.5	89.000	4.500	9.380	11.950
14	89x5	89.000	5.000	10.360	13.190
15	102x3	102.000	3.000	7.320	9.330
16	102x3.2	102.000	3.200	7.800	9.930
17	102x3.5	102.000	3.500	8.500	10.830
18	102x3.8	102.000	3.800	9.200	11.720
19	102x4	102.000	4.000	9.670	12.310
20	102x4.5	102.000	4.500	10.820	13.780
21	102x5	102.000	5.000	11.960	15.240
22	114x3	114.000	3.000	8.210	10.460
23	114x3.2	114.000	3.200	8.740	11.140
24	114x3.5	114.000	3.500	9.540	12.150
25	114x3.8	114.000	3.800	10.330	13.160
26	114x4	114.000	4.000	10.850	13.820
27	114x4.5	114.000	4.500	12.150	15.480
28	114x5	114.000	5.000	13.440	17.120
29	127x3	127.000	3.000	9.170	11.690
30	127x3.2	127.000	3.200	9.770	12.450
31	127x3.5	127.000	3.500	10.660	13.580
32	127x3.8	127.000	3.800	11.550	14.710
33	127x4	127.000	4.000	12.130	15.460
34	127x4.5	127.000	4.500	13.590	17.320
35	127x5	127.000	5.000	15.040	19.160

№	D	s	P	A	
					мм
36	140x3	140.000	3.000	10.140	12.910
37	140x3.2	140.000	3.200	10.800	13.750
38	140x3.5	140.000	3.500	11.780	15.010
39	140x3.8	140.000	3.800	12.760	16.260
40	140x4	140.000	4.000	13.420	17.090
41	140x4.5	140.000	4.500	15.040	19.160
42	140x5	140.000	5.000	16.650	21.210
43	159x3	159.000	3.000	11.540	14.700
44	159x3.2	159.000	3.200	12.290	15.660
45	159x3.5	159.000	3.500	13.420	17.100
46	159x3.8	159.000	3.800	14.540	18.530
47	159x4	159.000	4.000	15.290	19.480
48	159x4.5	159.000	4.500	17.150	21.840
49	159x5	159.000	5.000	18.990	24.190
50	168x6	168.000	6.000	23.970	30.540
51	168x7	168.000	7.000	27.790	35.400
52	168x8	168.000	8.000	31.570	40.210
53	219x6	219.000	6.000	31.520	40.150
54	219x7	219.000	7.000	36.600	46.620
55	219x8	219.000	8.000	41.630	53.030
56	273x6	273.000	6.000	39.510	50.330
57	273x7	273.000	7.000	45.920	58.490
58	273x8	273.000	8.000	52.280	66.600
59	273x9	273.000	9.000	58.590	74.640
60	325x6	325.000	6.000	47.200	60.130
61	325x7	325.000	7.000	54.890	69.930
62	325x8	325.000	8.000	62.540	79.670
63	325x9	325.000	9.000	70.140	89.340
64	377x6	377.000	6.000	54.890	69.930
65	377x7	377.000	7.000	63.870	81.360
66	377x8	377.000	8.000	72.800	92.740
67	377x9	377.000	9.000	81.680	104.050
68	530x7	530.000	7.000	90.280	115.010
69	530x8	530.000	8.000	102.980	131.190
70	530x9	530.000	9.000	115.630	147.300

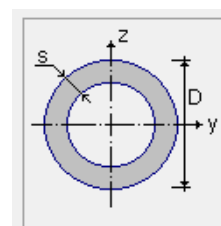
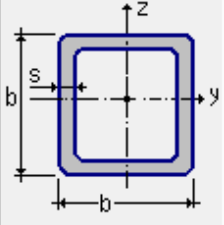


Рисунок 3 – Характеристики сечений
профиля **квадратной трубы** ТУ 36-2287-80

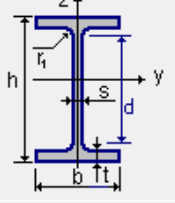
Сортировка
(Не сортировка)



	b	s	A	$I_y=I_z$	$W_y=W_z$	$i_y=i_z$	G	
	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	кг/м	
1	80x3	80.000	3.000	9.240	91.400	22.800	31.400	7.260
2	100x3	100.000	3.000	11.640	182.700	36.500	39.600	9.130
3	100x4	100.000	4.000	15.360	236.300	47.200	39.200	12.050
4	120x3	120.000	3.000	14.040	320.500	53.400	47.700	11.020
5	120x4	120.000	4.000	18.560	416.700	69.400	47.400	14.570
6	120x5	120.000	5.000	23.000	507.900	84.600	46.900	18.060
7	140x4	140.000	4.000	21.760	671.300	95.900	55.500	17.080
8	140x5	140.000	5.000	27.000	821.200	117.300	55.100	21.190
9	140x6	140.000	6.000	32.160	964.300	137.700	54.800	25.240
10	140x7	140.000	7.000	37.240	1100.900	157.200	54.400	29.230
11	160x4	160.000	4.000	24.960	1013.000	126.600	63.700	19.600
12	160x5	160.000	5.000	31.000	1242.500	155.300	63.300	24.330
13	160x6	160.000	6.000	36.960	1463.100	182.800	62.900	29.010
14	160x7	160.000	7.000	42.840	1674.900	209.300	62.500	33.630
15	180x5	180.000	5.000	35.000	1787.900	198.600	71.500	27.470
16	180x6	180.000	6.000	41.760	2109.700	234.400	71.100	32.780
17	180x7	180.000	7.000	48.440	2420.200	268.900	70.700	38.020
18	180x8	180.000	8.000	55.040	2719.700	302.100	70.300	43.210

Рисунок 4 – Характеристики сечений профиля
широкополочного двутавра СТО АСЧМ 20-93

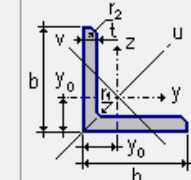
Сортировка
(Не сортировка)



	h	b	s	t	r ₁	A	P	I_y	W_y	S_y	i_y	I_z	W_z	i_z	
	мм	мм	мм	мм	мм	см ²	кг/м	см ⁴	см ³	см ³	мм	см ⁴	см ³	мм	
1	20Ш1	194.000	150.000	6.000	9.000	13.000	39.010	30.600	2690.000	277.300	154.300	83.000	507.100	67.600	36.100
2	25Ш1	244.000	175.000	7.000	11.000	16.000	56.240	44.100	6122.000	501.800	279.200	104.300	984.300	112.500	41.800
3	30Ш1	294.000	200.000	8.000	12.000	18.000	72.380	56.800	11339.000	771.400	429.500	125.200	1602.900	160.300	47.100
4	30Ш2	300.000	201.000	9.000	15.000	18.000	87.380	68.600	14210.000	947.400	529.900	127.500	2033.800	202.400	48.200
5	35Ш1	334.000	249.000	8.000	11.000	20.000	83.170	65.300	17108.000	1024.400	565.800	143.400	2834.100	227.600	58.400
6	35Ш2	340.000	250.000	9.000	14.000	20.000	101.510	79.700	21678.000	1275.200	706.100	146.100	3650.500	292.000	60.000
7	40Ш1	383.000	299.000	9.500	12.500	22.000	112.910	88.600	30556.000	1595.600	880.800	164.500	5575.400	372.900	70.300
8	40Ш2	390.000	300.000	10.000	16.000	22.000	135.950	106.700	38676.000	1983.400	1094.000	168.700	7207.100	480.500	72.800
9	45Ш1	440.000	300.000	11.000	18.000	24.000	157.390	123.500	56072.000	2546.700	1412.000	188.800	8110.300	570.700	71.800
10	50Ш1	482.000	300.000	11.000	15.000	26.000	145.520	114.200	60371.000	2505.000	1395.700	203.700	6762.400	450.600	68.200
11	50Ш2	487.000	300.000	14.500	17.500	26.000	176.340	138.400	71867.000	2951.400	1666.700	201.900	7896.399	526.400	66.900
12	50Ш3	493.000	300.000	15.500	20.500	26.000	198.860	156.100	83441.000	3395.000	1912.800	204.800	9249.700	616.600	68.200
13	50Ш4	499.000	300.000	16.500	23.500	26.000	221.380	173.800	95282.000	3818.900	2161.500	207.500	10603.400	706.900	69.200
14	60Ш1	582.000	300.000	12.000	17.000	28.000	174.490	137.000	102717.000	3529.800	1981.500	242.300	7669.000	511.200	66.300
15	60Ш2	589.000	300.000	16.000	20.500	28.000	217.410	170.700	126201.000	4285.300	2439.000	240.900	9257.400	617.200	65.300
16	60Ш3	597.000	300.000	18.000	24.500	28.000	252.370	198.100	150043.000	5026.600	2869.900	243.800	11067.300	737.800	66.200
17	60Ш4	605.000	300.000	20.000	28.500	28.000	287.330	225.600	174459.000	5767.200	3305.600	246.400	12879.300	858.600	67.000

Рисунок 5 – Характеристики сечений равнополочного уголка ГОСТ 8509-93

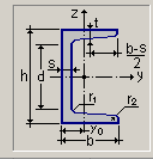
Сортировка
(Не сортировка)



	b	t	r ₁	r ₂	A	I _y =I _z	W _y	i _y	I _u	i _u	I _v	W _v	i _v	I _{yz}	y ₀	P	
	мм	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	см ⁴	мм	см ⁴	см ³	мм	см ⁴	мм	кг/м	
1	L50x5	50.000	5.000	5.500	1.800	4.800	11.200	3.130	15.300	17.770	19.200	4.630	2.300	9.800	6.570	14.200	3.770
2	L63x5	63.000	5.000	7.000	2.300	6.130	23.100	5.050	19.400	36.800	24.400	9.520	3.870	12.500	13.700	17.400	4.810
3	L70x5	70.000	5.000	8.000	2.700	6.860	31.940	6.270	21.600	50.670	27.200	13.220	4.920	13.900	18.700	19.000	5.380
4	L75x6	75.000	6.000	9.000	3.000	8.780	46.570	8.570	23.000	73.870	29.000	19.280	6.620	14.800	27.300	20.600	6.890
5	L80x6	80.000	6.000	9.000	3.000	9.380	56.970	9.800	24.700	90.400	31.100	23.540	7.600	15.800	33.400	21.900	7.360
6	L90x6	90.000	6.000	10.000	3.300	10.610	82.100	12.490	27.800	130.000	35.000	33.970	9.880	17.900	48.100	24.300	8.330
7	L90x7	90.000	7.000	10.000	3.300	12.280	94.300	14.450	27.700	149.670	34.900	38.940	11.150	17.800	55.400	24.700	9.640
8	L100x7	100.000	7.000	12.000	4.000	13.750	130.590	17.900	30.800	207.010	38.800	54.160	14.130	19.800	76.400	27.100	10.790
9	L100x8	100.000	8.000	12.000	4.000	15.600	147.190	20.300	30.700	233.460	38.700	60.920	15.660	19.800	86.300	27.500	12.250
10	L110x8	110.000	8.000	12.000	4.000	17.200	198.170	24.770	33.900	314.510	42.800	81.830	19.290	21.800	116.000	30.000	13.500
11	L125x8	125.000	8.000	14.000	4.600	19.690	294.360	32.200	38.700	466.760	48.700	121.980	25.670	24.900	172.000	33.600	15.460
12	L125x9	125.000	9.000	14.000	4.600	22.000	327.480	36.000	38.600	520.000	48.600	135.880	28.260	24.800	192.000	34.000	17.300
13	L140x9	140.000	9.000	14.000	4.600	24.720	465.720	45.550	43.400	739.420	54.700	192.030	35.920	27.900	274.000	37.800	19.410
14	L140x10	140.000	10.000	14.000	4.600	27.330	512.290	50.320	43.300	813.620	54.600	210.960	39.050	27.800	301.000	38.200	21.450
15	L160x10	160.000	10.000	16.000	5.300	31.430	774.240	66.190	49.600	1229.100	62.500	319.380	52.520	31.900	455.000	43.000	24.670
16	L160x11	160.000	11.000	16.000	5.300	34.420	844.210	72.440	49.500	1340.060	62.400	347.770	56.530	31.800	496.000	43.500	27.020
17	L160x16	160.000	16.000	16.000	5.300	49.070	1175.190	102.640	48.900	1865.730	61.700	484.640	75.920	31.400	690.000	45.500	38.520
18	L180x11	180.000	11.000	16.000	5.300	38.800	1216.440	92.470	56.000	1933.100	70.600	499.780	72.860	35.900	716.000	48.500	30.470
19	L180x12	180.000	12.000	16.000	5.300	42.190	1316.620	100.410	55.900	2092.780	70.400	540.450	78.150	35.800	776.000	48.900	33.120
20	L200x12	200.000	12.000	18.000	6.000	47.100	1822.780	124.610	62.200	2896.160	78.400	749.400	98.680	39.900	1073.000	53.700	36.970
21	L200x14	200.000	14.000	18.000	6.000	54.600	2097.000	144.170	62.000	3333.000	78.100	861.000	111.500	39.700	1236.000	54.600	42.800
22	L200x25	200.000	25.000	18.000	6.000	94.290	3466.210	245.590	60.600	5494.040	76.300	1438.380	172.680	39.100	2028.000	58.900	74.020
23	L200x30	200.000	30.000	18.000	6.000	111.540	4019.601	288.570	60.000	6351.050	75.500	1698.160	193.060	38.900	2332.000	60.700	87.560
24	L220x16	220.000	16.000	21.000	7.000	68.580	3175.440	198.710	68.000	5045.370	85.800	1305.520	153.340	43.600	1869.000	60.200	53.830
25	L250x16	250.000	16.000	24.000	8.000	78.400	4717.100	258.430	77.600	7492.101	97.800	1942.090	203.450	49.800	2775.000	67.500	61.550
26	L250x20	250.000	20.000	24.000	8.000	96.960	5764.870	318.760	77.100	9159.730	97.200	2370.010	242.520	49.400	3395.000	69.100	76.110

Рисунок 6 – Характеристики сечений швеллера ГОСТ 8240-89

Сортировка
(Не сортировка)



	h	b	s	t	r ₁	r ₂	A	P	I _y	W _y	i _y	S _y	I _z	W _z	i _z	y ₀	
	мм	мм	мм	мм	мм	мм	см ²	кг/м	см ⁴	см ³	мм	см ³	см ⁴	см ³	мм	мм	
1	5	50.000	32.000	4.400	7.000	6.000	2.500	6.160	4.840	22.800	9.100	19.200	5.590	5.610	2.750	9.500	11.600
2	6.5	65.000	36.000	4.400	7.200	6.000	2.500	7.510	5.900	48.600	15.000	25.400	9.000	8.700	3.680	10.800	12.400
3	8	80.000	40.000	4.500	7.400	6.500	2.500	8.980	7.050	89.400	22.400	31.600	23.300	12.800	4.750	11.900	13.100
4	10	100.000	46.000	4.500	7.600	7.000	3.000	10.900	8.590	174.000	34.800	39.900	20.400	20.400	6.460	13.700	14.400
5	12	120.000	52.000	4.800	7.800	7.500	3.000	13.300	10.400	304.000	50.600	47.800	29.600	31.200	8.520	15.300	15.400
6	14	140.000	58.000	4.900	8.100	8.000	3.000	15.600	12.300	491.000	70.200	56.000	40.800	45.400	11.000	17.000	16.700
7	16	160.000	64.000	5.000	8.400	8.500	3.500	18.100	14.200	747.000	93.400	64.200	54.100	63.300	13.800	18.700	18.000
8	16а	160.000	68.000	5.000	9.000	8.500	3.500	19.500	15.300	823.000	103.000	64.900	59.400	78.800	16.400	20.100	20.000
9	18	180.000	70.000	5.100	8.700	9.000	3.500	20.700	16.300	1090.000	121.000	72.400	69.800	86.000	17.000	20.400	19.400
10	18а	180.000	74.000	5.100	9.300	9.000	3.500	22.200	17.400	1190.000	132.000	73.200	76.100	105.000	20.000	21.800	21.300
11	20	200.000	76.000	5.200	9.000	9.500	4.000	23.400	18.400	1520.000	152.000	80.700	87.800	113.000	20.500	22.000	20.700
12	22	220.000	82.000	5.400	9.500	10.000	4.000	26.700	21.000	2110.000	192.000	88.900	110.000	151.000	25.100	23.700	22.100
13	24	240.000	90.000	5.600	10.000	10.500	4.000	30.600	24.000	2900.000	242.000	97.300	139.000	208.000	31.600	26.000	24.200
14	27	270.000	95.000	6.000	10.500	11.000	4.500	35.200	27.700	4160.000	308.000	109.000	178.000	262.000	37.300	27.300	24.700
15	30	300.000	100.000	6.500	11.000	12.000	5.000	40.500	31.800	5810.000	387.000	120.000	224.000	327.000	43.600	28.400	25.200
16	33	330.000	105.000	7.000	11.700	13.000	5.000	46.500	36.500	7979.999	484.000	131.000	281.000	410.000	51.800	29.700	25.900
17	36	360.000	110.000	7.500	12.600	14.000	6.000	53.400	41.900	10819.999	601.000	142.000	350.000	513.000	61.700	31.000	26.800
18	40	400.000	115.000	8.000	13.500	15.000	6.000	61.500	48.300	15219.998	761.000	157.000	444.000	642.000	73.400	32.300	27.500

Приложение 7. Задание для курсового проектирования

Задача:

1. Определить снижение несущей способности одного заданного конструктивного элемента и разработать мероприятия по его усилению. Условия пожара и геометрические параметры принять по Таблице 1.

Примечание: При выполнении работы можно использовать любые доступные Российские и зарубежные методики по определению НДС ж.б. конструкций, подвергшихся пожару. Расчеты оформить на листах А4, чертежи – на листах А3 (не менее 2-х листов).

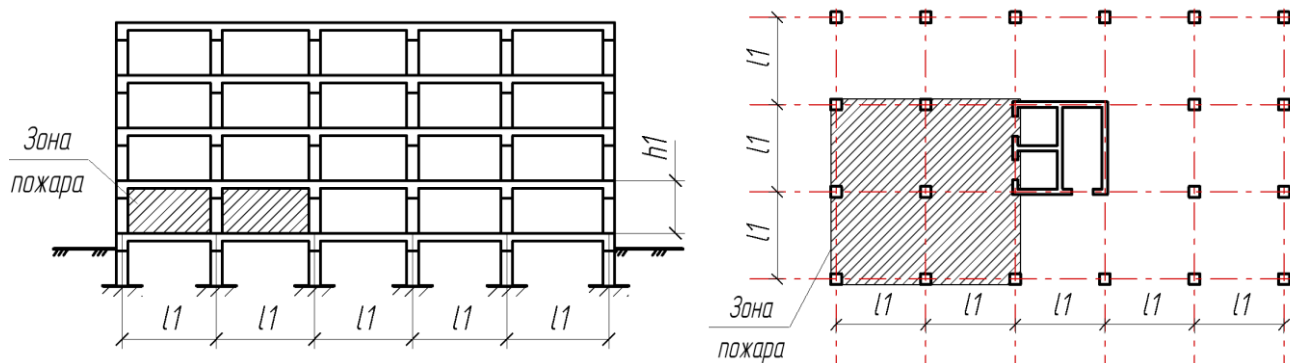


Таблица 1 – Варианты для задания

Вар. №	Элемент усиления	Класс бетона	Сечение элемента (мм)	Рабочая арматура	t воздейст. пожара. (°C)	Пролет l1 (м)	Высота этажа h1 (м)	Основной материал усиления
1	Колонна	B20	300×300	4Ø16 A500	1000	6	3.3	Бетон
2	Плита		t=200	Ø14 A500, ш.200				
3	Балка		300×320(h)	3Ø20 A500				
4	Колонна	B25	400×400	4Ø18 A500	1050	6.5	3.6	Сталь
5	Плита		t=200	Ø16 A500, ш.200				
6	Балка		400×600(h)	4Ø20 A500				
7	Колонна	B30	400×400	4Ø14A500	950	5.5	3.0	Бетон
8	Плита		t=180	Ø12 A500, ш.200				
9	Балка		300×600(h)	3Ø18 A500				
10	Колонна	B35	300×300	4Ø20 A500	1100	7.0	3.6	Сталь
11	Плита		t=220	Ø18 A500, ш.200				
12	Балка		400×600(h)	4Ø22 A500				
13	Колонна	B20	300×300	4Ø18 A500	1000	7.0	3.6	Бетон
14	Плита		t=220	Ø18 A500, ш.200				
15	Балка		300×600(h)	3Ø25 A500				
16	Колонна	B25	300×300	4Ø12 A500	1050	5.5	3.0	Сталь
17	Плита		t=200	Ø14 A500, ш.200				
18	Балка		300×600(h)	3Ø18 A500				
19	Колонна	B30	400×400	4Ø14 A500	950	6.5	3.6	Бетон
20	Плита		t=200	Ø16 A500, ш.200				
21	Балка		400×600(h)	3Ø22 A500				
22	Колонна	B35	300×300	4Ø20 A500	1100	6	3.3	Сталь
23	Плита		t=200	Ø16 A500, ш.200				
24	Балка		300×600(h)	3Ø18 A500				

Рекомендованная литература для курсового проектирования:

- СП 329.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила обследования после пожара;
- Мальганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий;
- Практические занятия №8, №11 по дисциплине "Обследование зданий и сооружений, подвергшихся пожару";
- СП РК EN 1992-1-2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости;
- Курс лекций по данной дисциплине.

Содержание курсового проекта:

№	Название пункта	Краткое описание
1	Сбор нагрузок на каркас и определение максимальных усилий в рассматриваемом конструктивном элементе	Требуется собрать нагрузки, смоделировать и рассчитать раму (можно в плоской постановке). Для колонн определяющими усилиями будут – N_{max} и M_{max} , для плит и балок – Q_{max} и M_{max} .
2	Определение первоначальной несущей способности рассматриваемого конструктивного элемента	По СП 63.13330. определить первоначальную (исходную) несущую способность рассматриваемого элемента. Сечение, армирование и класс бетона принять по заданию. Для колонн – N_{ult} . Для балок и плит – Q_{ult} и M_{ult} . Допускается при расчете плит анализировать полосу шириной 1.0 м, а балки принимать без учета полок плиты в верхней зоне.
3.	Определение величины снижения несущей способности в конструктивном элементе от огневого воздействия	По любой из рекомендованных методик или лекциям (или по любой иной методике, доступной в интернете) определить величину снижения несущей способности конструктивного элемента от заданного огневого воздействия. Для колонн – $N_{ult(°C)}$; Для балок и плит – $Q_{ult(°C)}$ и $M_{ult(°C)}$.
4.	Сравнение максимальных усилий, первоначальной и сниженной огнем несущей способности.	Сравнить: $N_{max}, N_{ult}, N_{ult(°C)}$; $Q_{max}, Q_{ult}, Q_{ult(°C)}$; $M_{max}, M_{ult}, M_{ult(°C)}$. По результатам сравнения принять решение о степени усиления (восстановить исходную несущую способность или усилить до восприятия фактических максимальных нагрузок).
5.	Разработка чертежей усиления	Выполнить чертежи на формате А3 по восстановлению несущей способности (или усиления до восприятия максимальных нагрузок). Способ усиления выбрать самостоятельно, опираясь на лекции, рекомендованную или иную литературу. Основным конструктивным материалом для усиления (сталь или бетон) принять по заданию.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М.: Стандартиформ, 2014. – 54 с.
- [2] СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия. – М.: Стандартиформ, 2017. – 23 с.
- [3] СП 329.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила обследования после пожара. – М.: Минстрой России, 2017. – 139 с.
- [4] СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – М.: ОАО "КТБ ЖБ", 2011. – 47 с.
- [5] СТО 36554501-006-2006. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. – М.: ФГУП НИЦ "Строительство", 2006. – 156 с.
- [6] СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стандартиформ, 2019. – 118 с.
- [7] СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. – М.: Стандартиформ, 2017. – 142 с.
- [8] СНиП 2-23-81. Стальные конструкции. – М.: ЦНИСК им.Кучеренко, 2005. – 90 с.
- [9] Федеральный закон №123. Технический регламент о требованиях пожарной безопасности – М.: Государственная Дума, 2008. – 110 с
- [10] СП1.13130.2020. Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы. – М.: Стандартиформ, 2020. – 45 с.
- [11] СП2.13130.2020. Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты. – М.: Стандартиформ, 2020. – 29 с.
- [12] СП4.13130.2020. Системы ПЗ. Ограничение распространения пожара на объектах. – М.: Стандартиформ, 2013. – 183 с.
- [13] Мальганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Томский межотраслевой ЦНТИ, 1990. – 317 с.
- [14] Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. – М.: Ассоциация "Пожарная безопасность и наука", 2001. – 382 с.
- [15] Гинзберг Л.А. Пожарная безопасность конструктивных решений проектируемых и реконструируемых зданий. – Екатеринбург. 2015

Ил.Т. Мирсаяпов, В.Д. Симаков, Г.П. Никитин

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ОСЛАБЛЕННЫХ
ОГНЕВЫМ ВОЗДЕЙСТВИЕМ**

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

к выполнению практических занятий магистрантов
направления подготовки 08.04.01 «Строительство» по дисциплине
«Обследование зданий и сооружений, подвергшихся пожару»