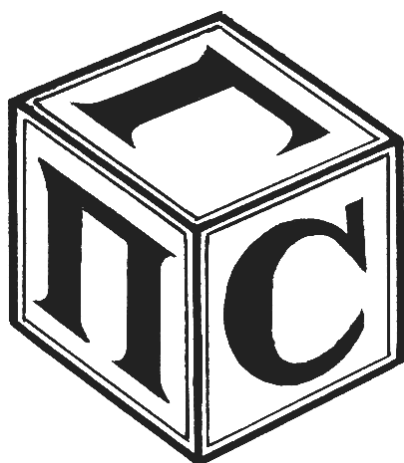


МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

ДИАГНОСТИКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

*Методические рекомендации к практическим занятиям
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»
дневной и заочной форм обучения*



Могилев 2021

УДК 624.011.1
ББК 38.7
Д51

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«14» сентября 2021 г., протокол № 2

Составитель канд. техн. наук, доц. Ю. Г. Москалькова

Рецензент канд. техн. наук, доц. О. В. Голушкова

В методических рекомендациях приведены алгоритмы решения практических задач, связанных с оценкой фактического технического состояния строительных конструкций.

Учебно-методическое издание

ДИАГНОСТИКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	А. А. Подошевка
Компьютерная верстка	Е. В. Ковалевская

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 115 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования
«Белорусско-Российский университет».
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 07.03.2019.
Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2021

Содержание

Введение	4
1 Ознакомление с методами оценки технического состояния строительных конструкций по результатам обследования	5
2 Определение расчетных характеристик бетона и арматуры для поверочных расчетов эксплуатируемых железобетонных конструкций по результатам их обследования, проектным материалам, по данным испытаний	7
3 Поверочные расчеты эксплуатируемых железобетонных конструкций с учетом их фактического технического состояния	12
4 Проверка сопротивления сечений, нормальных к продольной оси, железобетонных конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения	16
5 Поверочные расчеты каменных конструкций по результатам их обследования	24
6 Поверочные расчеты стальных конструкций по результатам их обследования	33
7 Поверочные расчеты деревянных конструкций по результатам их обследования	40
Список литературы	47

Введение

Методические рекомендации к практическим занятиям составлены в соответствии с учебной программой учреждения высшего образования по учебной дисциплине «Диагностика технического состояния зданий и сооружений» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной форм обучения.

Целью практических занятий по дисциплине «Диагностика технического состояния зданий и сооружений» является изучение студентами существующих способов сохранения и улучшения исторически сложившейся застройки городов, каждого из капитальных зданий и сооружений, повышения их эксплуатационных качеств путем реконструктивных мероприятий всех видов.

Целью выполнения практических работ является получение студентами навыков проведения поверочных расчетов строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений по результатам их детального инструментально-технического обследования, т. е. с учетом фактических характеристик материалов и полученных в процессе эксплуатации повреждений.

В методических рекомендациях приведены алгоритмы решения практических задач, связанных с диагностикой и оценкой фактического технического состояния строительных конструкций и проектирования их усиления.

Для приобретения устойчивых навыков решения задач необходимо решить все задачи, представленные в данных методических рекомендациях, используя при этом действующие технические нормативные правовые акты (ТНПА) для железобетонных, каменных, стальных и деревянных конструкций.

При выполнении расчетов целесообразно проверить действие ТНПА по Перечню технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства, действующих на территории Республики Беларусь, и каталогу, составленным по состоянию на 1 января текущего года, и по соответствующим информационным указателям, опубликованным в текущем году. Если ТНПА заменены (изменены), то следует руководствоваться замененными (измененными) ТНПА.

Официальный сайт РУП «Стройтехнорм», на котором можно ознакомиться с перечнем действующих ТНПА: <http://www.stn.by>.

Национальный фонд ТНПА Республики Беларусь: <http://tnpa.by>.

1 Ознакомление с методами оценки технического состояния строительных конструкций по результатам обследования

Обследование зданий производят для оценки соответствия показателей их эксплуатационных качеств проектной документации и требованиям ТНПА в следующих случаях: при определении пригодности здания к дальнейшей эксплуатации; при паспортизации; при проектировании ремонта, реконструкции, модернизации, реставрации; при изменении воздействий; при изменении условий эксплуатации; при определении износа и т. д. [1]. Основной задачей обследования является разработка рекомендаций и технических решений по восстановлению утраченных эксплуатационных качеств элементов зданий или придания им новых качеств в изменившихся условиях эксплуатации. Обследование производят с помощью средств измерений, допущенных к применению на территории Республики Беларусь, поверенных или аттестованных. В необходимых случаях при обследовании здание разбивают на характерные зоны.

Обследования, как правило, состоит их трех этапов:

- 1) предварительный осмотр здания;
- 2) общее обследование (по внешним признакам);
- 3) детальное (инструментальное) обследование.

Предварительный осмотр здания производят до составления технического задания на проведение обследования для уточнения цели и задач работ, предварительного определения объемов и сроков производства работ, объема имеющейся проектной, исполнительной и эксплуатационной документации, условий доступа к обследуемым элементам зданий.

Если увеличение нагрузки на конструкции не предполагается, то при отсутствии значительных дефектов на этапе общего обследования по результатам оценки категории технического состояния конструкций (КТС) в отдельных случаях могут быть разработаны предложения по восстановлению конструкций без выполнения расчета [2]. При этом может возникнуть необходимость дополнительного детального обследования отдельных элементов.

Если предусмотрено увеличение нагрузки, или степень повреждения конструкции достаточно велика, или требуется определить допустимую нагрузку на конструкцию, то после общего обследования необходимо произвести детальное обследование с поверочным расчетом конструкций. При поверочном расчете выполняются только проверки предельных состояний по несущей способности (расчет по эксплуатационной пригодности не выполняется).

Основными параметрами, определяющими физический и моральный износ здания, являются: техническое состояние и эксплуатационные характеристики конструкций, элементов, инженерных систем; соответствие архитектурно-планировочного решения и благоустройства требованиям ТНПА и соответствующих строительных норм; соответствие степени инженерного обеспечения требованиям ТНПА.

Техническое состояние конструкций характеризуется следующими категориями технического состояния (КТС) [1, п. 12.4.6]:

I – исправное (хорошее) состояние – малозначительные дефекты устраняют в процессе технического обслуживания;

II – работоспособное (удовлетворительное) состояние – имеющиеся дефекты не приводят к нарушению работоспособности конструкции в данных конкретных условиях эксплуатации, устраняются в процессе технического обслуживания и текущего ремонта;

III – ограниченно работоспособное (не вполне удовлетворительное) состояние – имеющиеся дефекты оказывают некоторое влияние на несущую способность конструкции, но опасность внезапного обрушения отсутствует. Необходимо соблюдение всех эксплуатационных требований. Возможны ограничения некоторых параметров эксплуатации. Требуется детальное обследование, а также разработка мероприятий по ремонту и, при необходимости, усилению конструкций;

IV – неработоспособное (неудовлетворительное) состояние – значительная степень поврежденности конструкции, высокая вероятность разрушения данной конструкции. Необходимо незамедлительное ограничение нагрузок. Требуется капитальный ремонт, усиление или замена элементов или конструкций (уточняется расчетом);

V – предельное (предаварийное) состояние – выявлены признаки утраты несущей способности конструкции, очень высокая вероятность ее обрушения в ближайшее время. Требуется срочный вывод людей, разгрузка конструкций и (или) устройство временных креплений с последующей разборкой и заменой конструкций.

Значения КТС и перечень соответствующих мероприятий по восстановлению эксплуатационных качеств несущих конструкций уточняют детальным обследованием конструкций и расчетами на действующие или предполагаемые нагрузки.

Оценку технического состояния строительных конструкций или инженерных систем, а также эксплуатационных качеств здания выполняют по следующим отдельным группам показателей эксплуатационных качеств [1, п. 12.4.3]:

- по важности дефектов в конструкциях здания (критические, значительные и малозначительные);
- по количеству (степени распространения) дефектов в элементе или на рассматриваемом участке (единичные дефекты, многочисленные и массовые).

Контрольные вопросы

- 1 В соответствии с каким ТНПА проводят оценку технического состояния зданий и сооружений?
- 2 Какие основные задачи обследования зданий и сооружений?
- 3 Из каких этапов состоит обследование зданий и сооружений?
- 4 Дайте краткую характеристику каждой из категорий технического состояния.
- 5 По каким показателям эксплуатационных качеств выполняют оценку технического состояния строительных конструкций?

2 Определение расчетных характеристик бетона и арматуры для поверочных расчетов эксплуатируемых железобетонных конструкций по результатам их обследования, проектным материалам, по данным испытаний

Расчетные характеристики бетона для поверочных расчетов эксплуатируемых железобетонных конструкций устанавливаются в соответствии со схемой, представленной на рисунке 2.1, по данным проектной документации или по результатам испытаний при детальном обследовании.

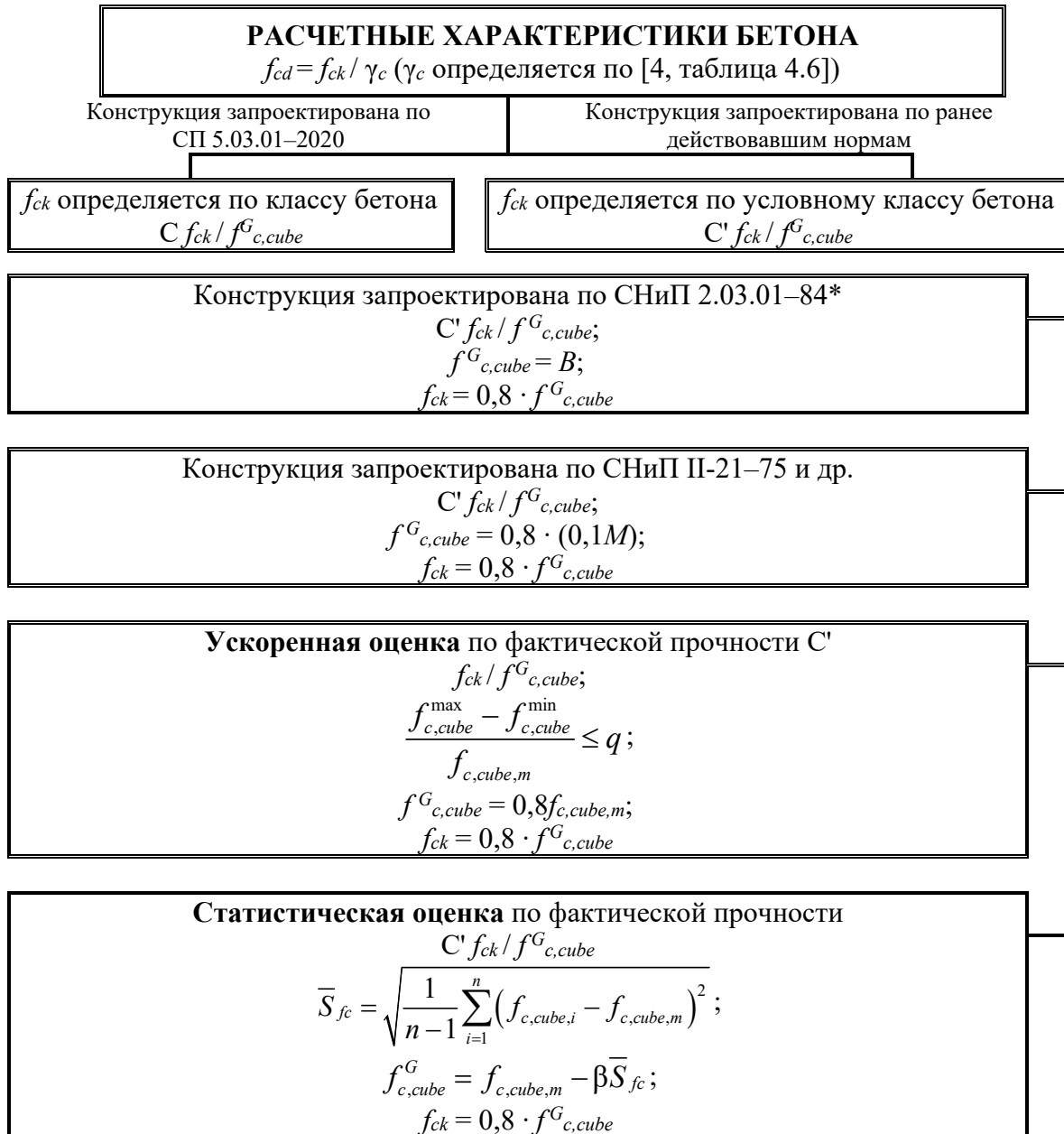


Рисунок 2.1 – Алгоритм определения расчетной прочности бетона

Следует обратить внимание, что расчетные характеристики бетона эксплуатируемых железобетонных конструкций определяются его условным классом С' по ныне действующим ТНПА независимо от того, что конструкции были запроектированы по ранее действовавшим нормам.

Расчетные сопротивления бетона сжатию f_{cd} и растяжению f_{ctd} в соответствии с СП 5.03.01 [4] следует определять путем деления нормативных сопротивлений бетона соответственно осевому сжатию f_{ck} и осевому растяжению f_{ctk} на частные коэффициенты безопасности по бетону γ_c , принимаемые равными [4, таблица 4.6] при расчете по предельным состояниям несущей способности:

- для неармированных (бетонных) конструкций – 1,8;
- для железобетонных и предварительно напряженных конструкций – 1,5.

Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} определяется путем деления нормативного сопротивления f_{yk} ($f_{0,1k}$) на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s , принимаемый равным 1,15 [4, таблица 4.6].

Значения коэффициентов q и β , учитывающие объем испытаний, необходимые по ускоренной или статистической оценки прочности, приведены в таблицах 2.1 и 2.2 соответственно [5].

Таблица 2.1 – Значение коэффициента q (коэффициент осцилляции)

n	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
q	0,23	0,28	0,31	0,34	0,37	0,39	0,41	0,42	0,43	0,45

Таблица 2.2 – Значение коэффициента β

n	3	4	5	6	7	8	9 и более	50 и более
β	2,58	2,50	2,44	2,39	2,28	2,16	2,04	1,94

Коэффициент осцилляции q – это доля размаха вариации случайной величины в средней величине, является относительной мерой абсолютного разброса значений в статистической совокупности.

Расчетные характеристики арматуры для поверочных расчетов эксплуатируемых железобетонных конструкций устанавливаются по ныне действующим нормам в соответствии со схемой, представленной на рисунке 2.2, исходя из класса арматуры по проектным данным, если конструкция запроектирована согласно СП 5.03.01 [4], по результатам химического анализа при отсутствии проектных данных; исходя из профиля арматуры при отсутствии проектных данных и невозможности отбора образцов.

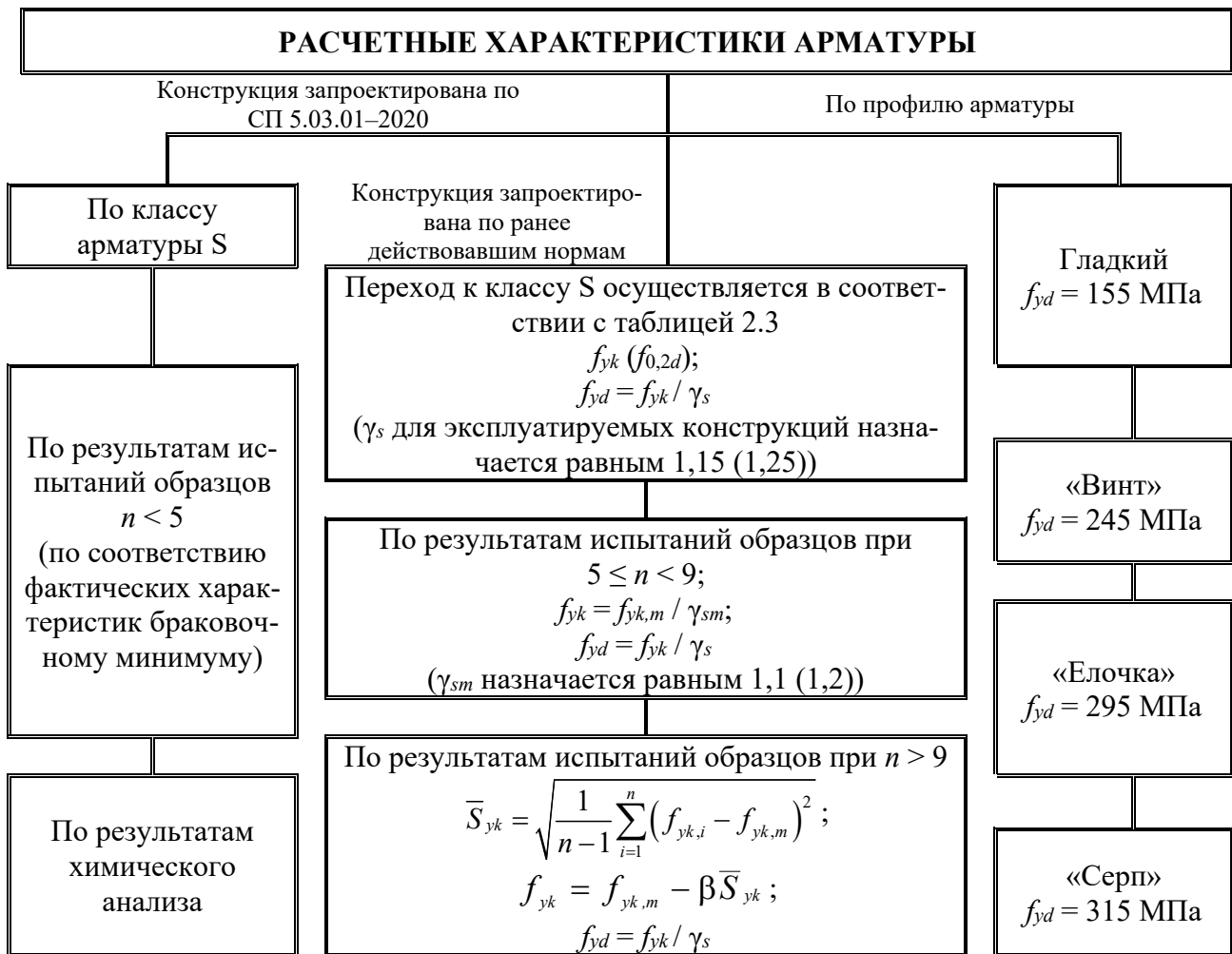


Рисунок 2.2 – Алгоритм определения расчетной прочности арматуры

При количестве образцов менее пяти расчетные характеристики арматуры устанавливаются исходя из нормативного сопротивления, определенного по классу в соответствии с [1] (таблица 2.3), с учетом коэффициента безопасности $\gamma_s = 1,25$.

При количестве образцов более пяти расчетные характеристики устанавливаются исходя из среднего значения сопротивления арматуры растяжению, определенного по результатам испытания образцов, и коэффициента безопасности $\gamma_{sm} = 1,15$.

При количестве образцов более девяти расчетные характеристики устанавливаются исходя из статистической оценки фактического сопротивления арматуры растяжению. Рассчитывается среднее квадратическое отклонение \bar{S} , по таблице 2.2 принимается значение коэффициента β .

При проведении расчетов по согласованию с заказчиком также следует учитывать требования [3, 4].

Таблица 2.3 – Соответствие обозначений классов арматуры

Класс арматуры по настоящим нормам	Обозначение согласно изменению № 4 к СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры
S240	A240	A-I	ГОСТ 5781
S400	A400	A-III	ГОСТ 5781, ГОСТ 10884, ТУ РБ 400074854.001, ТУ РБ 190266671.001
S500	A500	—	ГОСТ 10884, ТУ РБ 400074854.001, ТУ РБ 400074854.047, ТУ РБ 400074854.025, ТУ РБ 190266671.001
	B500	Bp-I —	ГОСТ 6727 СТБ 1341
S800	A800	A-V	ГОСТ 5781, ГОСТ 10884, ТУ РБ 400074854.001, ТУ РБ 400074854.025, ТУ РБ 400074854.037
	Ø7, Ø8 B-II	Ø7, Ø8 B-II	ГОСТ 7348
	Ø6, Ø7, Ø8 Bp-II	Ø6, Ø7, Ø8 Bp-II	
S1200	A1200	A-VI	ГОСТ 10884, ТУ РБ 400074854.025, ТУ РБ 400074854.037
	Ø5, Ø6 B-II	Ø5, Ø6 B-II	ГОСТ 7348
	Ø4, Ø5 Bp-II	Ø4, Ø5 Bp-II	
	Ø9, Ø12, Ø15 K-7	Ø9, Ø12, Ø15 K-7	ГОСТ 13840
S1400	Ø3, Ø4 B-II	Ø3, Ø4 B-II	ГОСТ 7348
	Ø3 Bp-II	Ø3 Bp-II	
	Ø6 K-7	Ø6 K-7	ГОСТ 13840
	K-19	K-19	ТУ 14-4-22

Пример – Поверочный расчет железобетонного элемента производится по проектным данным. Железобетонный элемент запроектирован по ранее действовавшим нормам (СНиП II-21–75) и выполнен из бетона нормального веса марки М250 и арматуры класса А-III. Определить расчетное сопротивление бетона сжатию f_{cd} и расчетное сопротивление арматуры растяжению f_{yd} .

Решение

Переходим от марки бетона М к его условному классу.

Для этого определяем среднюю кубиковую прочность бетона, гарантированную прочность и нормативное сопротивление сжатию согласно [4]:

$$f_{c,cube,m} = 250 \text{ кг/см}^2 = 25 \text{ МПа};$$

$$f_{c,cube}^G = 0,8f_{c,cube,m} = 0,8 \cdot 25 = 20 \text{ МПа};$$

$$f_{ck} = 0,8f_{c,cube}^G = 0,8 \cdot 20 = 16 \text{ МПа}.$$

Получаем условный класс бетона С' 16/20.

Для железобетона принимаем частный коэффициент безопасности по бетону $\gamma_c = 1,5$, тогда расчетное сопротивление бетона сжатию

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} k_{tc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 16}{1,5} = 10,7 \text{ МПа},$$

где k_{tc} – коэффициент, учитывающий влияние на прочность бетона длительности действия нагрузки, неблагоприятного способа ее приложения, повышенной хрупкости высокопрочного бетона и т. п.; рекомендуемое значение $k_{tc} = 1,0$;

α_{cc} – коэффициент, учитывающий разность между прочностью бетона, установленную с применением контрольных образцов, и эффективной прочностью бетона в конструктивном элементе:

$$\alpha_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{40}{16} \right)^{\frac{1}{3}} = 1,35 \leq 1;$$

условие не выполняется, следовательно, принимаем $\alpha_{cc} = 1,0$.

Аналогом классу арматуры А-III является класс S400 с нормативным сопротивлением $f_{yk} = 400$ МПа.

Принимаем $\gamma_s = 1,15$, тогда расчетное сопротивление арматуры растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 384 \text{ МПа}.$$

Задачи для самостоятельного решения

Задача 1. На основе методики ускоренной оценки прочности бетона по результатам испытаний определить расчетное сопротивление бетона сжатию для расчета на прочность f_{cd} . Результаты испытаний бетона: $f_{c,cube,i} = 28,8; 26,9; 25,4; 30,6; 23,6; 35,2; 25,8$ МПа.

Задача 2. На основе методики статистической оценки прочности арматуры по результатам испытаний определить расчетное сопротивление арматуры растяжению f_{yd} . Результаты испытаний арматуры на растяжение: $f_{s,i} = 398; 415; 423; 402; 413; 428; 395; 415; 402; 395$ МПа.

Задача 3. Железобетонный элемент запроектирован по ранее действовавшим нормам (СНиП II-21-75) и выполнен из тяжелого бетона марки М200. Определить расчетное сопротивление бетона сжатию f_{cd} для поверочного расчета прочности элемента по проектным данным.

Задача 4. Железобетонный элемент запроектирован по ранее действовавшим нормам. Согласно результатам испытаний пяти образцов среднее значение предела текучести арматуры $f_{yk,m} = 470$ МПа. Определить расчетное сопротивление арматуры растяжению f_{yd} для поверочного расчета на прочность.

Задача 5. На основе методики статистической оценки прочности бетона по результатам испытаний определить его расчетное сопротивление сжатию f_{cd} для расче-

та по первой группе предельных состояний. Результаты испытаний бетона на сжатие следующие: $f_{c,cube,i} = 39,8; 41,5; 42,3; 40,2; 46,3; 42,8; 39,5; 44,5; 40,2; 37,5$ МПа.

Контрольные вопросы

- 1 Понятие «условный класс бетона».
- 2 Согласно каким ТНПА производятся поверочные расчеты строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений, запроектированных по ранее действовавшим нормам?
- 3 Как определяются расчетные характеристики бетона и арматуры конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?

3 Поверочные расчеты эксплуатируемых железобетонных конструкций с учетом их фактического технического состояния

В основе решения задач по определению прочности железобетонных элементов лежит применение методик расчета действующих ТНПА с использованием ряда коэффициентов условий работы, учитывающих дефекты и повреждения элементов.

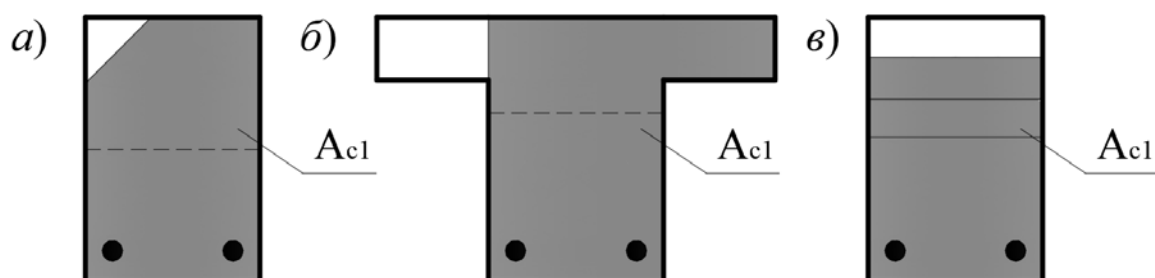


Рисунок 3.1 – Определение геометрических размеров поперечного сечения за вычетом разрушенного участка

При местном разрушении бетона сжатой зоны конструкции поверочный расчет производится при фактических геометрических размерах поперечного сечения за вычетом разрушенного участка по формуле (рисунок 3.1, а)

$$A_c = A_{c1}, \quad (3.1)$$

где A_c – площадь сжатой зоны бетона конструкции;

A_{c1} – фактическая площадь сжатой зоны бетона конструкции.

При наличии силовых продольных трещин в месте сопряжения полки и ребра изгибаемых элементов таврового поперечного сечения площадь сечения свесов полки в расчете не учитывается по формуле (3.1) (рисунок 3.1, б).

При местном снижении прочности бетона сжатой зоны, когда в сжатой зоне расположен бетон разного класса, поверочный расчет железобетонного элемента допускается выполнять по модели сопротивления сечения, основанной на прямоугольной эпюре напряжений. Поверочный расчет, как правило,

производится при приведенном расчетном сопротивлении бетона сжатой зоны (рисунок 3.1, в).

Приведенная прочность бетона сжатой зоны, если конструкция выполнена из бетонов разных классов, вычисляется по формуле

$$f_{cd,red} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{cdi} S_{ci}}{\sum_{i=1}^n S_{ci}}, \quad (3.2)$$

где $f_{cd,red}$ – приведенная прочность бетона конструкции;

f_{cdi} – прочность бетона i -го участка конструкции;

S_{ci} – статический момент i -го участка конструкции.

Коэффициенты условий работы для арматуры железобетонных элементов, учитывающие дефекты и повреждения, приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Коэффициенты условий работы для арматуры

Условие работы	Коэффициент условий работы
<i>К определению расчетного сопротивления арматуры</i>	
На растяжение при наличии продольных трещин в зоне анкеровки	Для средних стержней $\gamma_s = 0,5$
	Для угловых стержней $\gamma_s = 0,25$
На растяжение поперечной арматуры с учетом неравномерности распределения напряжений по длине	$\gamma_{s1} = 0,8$
На растяжение поперечной арматуры при соотношении диаметров продольных и поперечных стержней менее 1/3	$\gamma_{s2} = 0,9$
<i>К определению площади поперечного сечения</i>	
Для продольной и поперечной арматуры, поврежденной коррозией	$K_s = 1 - \frac{d_0^2 - d^2}{d_0^2}$
Для оборванных или пораженных коррозией более 50 % площади стержней арматуры	Не учитывается в расчете ($K_s = 0$)
Для арматуры из высокопрочной проволоки при наличии язвенной или питтинговой коррозии, а также, если коррозия вызвана хлоридами	Не учитывается в расчете ($K_s = 0$)
Для продольной арматуры на сжатие при повреждении поперечной арматуры (или мест ее сварки) и увеличении расстояния между хомутами более допустимого	Не учитывается в расчете ($K_s = 0$)
<i>Примечание – d_0 – начальный диаметр арматуры; d – фактический диаметр арматуры</i>	

Пример – Изгибаемый железобетонный элемент прямоугольного поперечного сечения ($b = 300$ мм, $h = 600$ мм) из бетона нормального веса с расчетным сопротивлением $f_{cd} = 9,6$ МПа имеет арматуру в растянутой зоне четыре стержня диаметром 25 мм класса S500 ($c = 50$ мм), в сжатой зоне – два стержня диаметром 20 мм класса S500 ($c_1 = 50$ мм). Расчетное сопротивление арматуры $f_{yd} = 367$ МПа. В процессе эксплуатации элемент получил повреждения в виде продольных трещин вдоль угловых стержней растянутой арматуры в зоне их анкеровки и уменьшение площади поперечного сечения в результате корро-

зии в зоне действия максимального изгибающего момента на 9 %. Определить прочность элемента по нормальному сечению.

Решение

Назначаем коэффициенты условий работы для арматуры:

- ввиду наличия трещин в зоне анкеровки принимаем $\gamma_s = 0,25$;
- ввиду уменьшения площади на 9 % при $d_0 = 25$ мм.

$$d = 25 - 0,09 \cdot 25 = 22,75 \text{ мм};$$

$$K_s = 1 - \frac{d_0^2 - d^2}{d_0^2} = 1 - \frac{25^2 - 22,75^2}{25^2} = 0,83.$$

Расчетное сопротивление и площадь арматуры:

$$f_{yd} = 367 \cdot 0,25 = 91,75 \text{ МПа};$$

$$A_{s1,kr} = 1963 / 2 \cdot 0,83 = 814,6 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s1,cp} = 1963 / 2 = 981,5 \text{ мм}^2.$$

Эффективную высоту сжатой зоны x_{eff} находим из условия

$$f_{cd} b x_{eff} + \sigma_{s2} A_{s2} = f_{yd} A_{s1}.$$

Отсюда

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} A_{s1} - \sigma_{s2} A_{s2}}{f_{cd} b} = \frac{91,75 \cdot 814,6 + 367 \cdot 981,5 - 367 \cdot 226}{9,6 \cdot 300} = 122,2 \text{ мм}.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{122,2}{600 - 50} = 0,222.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{1,84 + 3,5} = 0,655,$$

где предельные относительные деформации сжатого бетона $\varepsilon_{cu2} = 3,5$ ‰, относительные деформации арматуры, соответствующие пределу текучести,

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{367}{2 \cdot 10^5} = 0,001835 = 1,84 \text{ ‰}.$$

Так как $\xi = 0,222 < \xi_{lim} = 0,655$, то продольная арматура достигает в предельной стадии предельных деформаций.

Далее выполняем расчет сопротивления сечений, нормальных к продольной оси элемента. Несущая способность изгибаемого элемента определяется величиной предельного изгибающего момента M_{Rd} , который может воспринять сечение:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd,red} b x_{eff} \left(d - \frac{x_{eff}}{2} \right) + \sigma_{s2} A_{s2} (d - c_1) = \\ &= 9,6 \cdot 300 \cdot 122,2 \cdot (600 - 50 - 0,5 \cdot 122,2) + 367 \cdot 226 \cdot (600 - 50 - 50) = \\ &= 213,53 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 213,53 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Задачи для самостоятельного решения

Задача 1. При обследовании установлено, что в результате воздействия высокой температуры при пожаре прочность бетона сжатой зоны изгибаемого железобетонного элемента различается по высоте (рисунок 3.2).

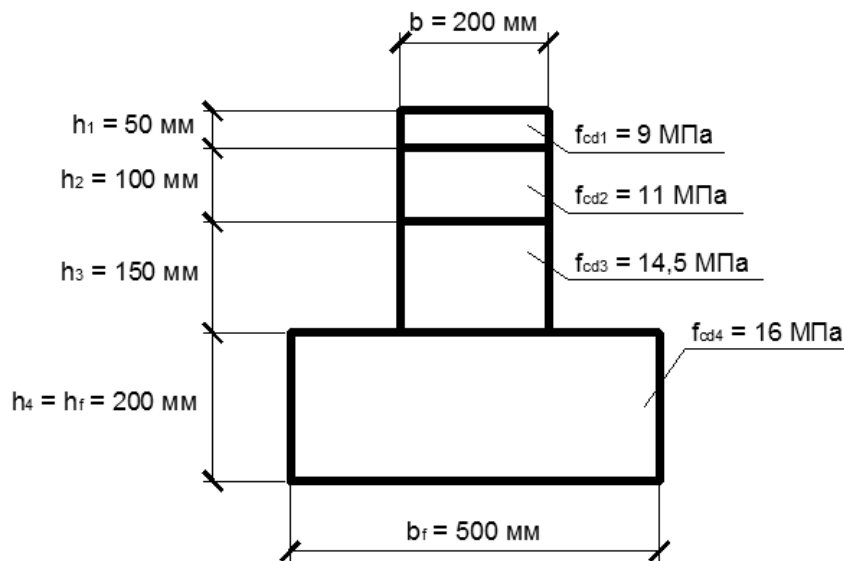


Рисунок 3.2 – Сечение фундамента (к решению задачи 1)

Задача 2. Установить необходимость усиления крайней колонны первого этажа рамного каркаса длиной 4,5 м, имеющей следующие размеры поперечного сечения: $b = 400$ мм, $h = 500$ мм, $c = c_1 = 50$ мм. Условный класс бетона, установленный по результатам испытаний, C' 18/22,5. Модуль упругости бетона $E_c = 28,5$ ГПа. В сечении установлена растянутая арматура класса S400 – два стержня диаметром 22 мм ($A_{s1} = 760$ мм²), сжатая арматура класса S400 – два стержня диаметром 16 мм ($A_{s2} = 402$ мм²). Расчетное сопротивление арматуры $f_{yd} = 367$ МПа. В результате сбора нагрузок установлено, что усилия,

действующие на колонну, равны: $N_{Ed} = 1000$ кН, $M_{Ed} = 300$ кН·м. Ветровые и крановые нагрузки отсутствуют.

Задача 3. Железобетонная ребристая плита с расчетным тавровым поперечным сечением с полкой в сжатой зоне ($b_w = 140$ мм, $h = 300$ мм, $b_{eff} = 1460$ мм, $h_f = 30$ мм) выполнена из тяжелого бетона условного класса С' 17,2/21,5. Армирование согласно проектным данным арматурой класса А-III со следующими результатами испытаний на растяжение: среднее значение предела текучести пяти отобранных образцов составляет 560 МПа. Нижние стержни поражены коррозией с уменьшением поперечного сечения более 50 %. Требуется определить прочность элемента по нормальному сечению.

Контрольные вопросы

1 Как в поверочных расчетах железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений учитывается наличие продольных трещин в зоне анкеровки арматуры?

2 Как в поверочных расчетах железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений учитывается местное снижение прочности бетона сжатой зоны?

3 Как расчетным путем устанавливается предаварийное состояние железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений?

4 Проверка сопротивления сечений, нормальных к продольной оси, железобетонных конструкций, усиленных увеличением их поперечного сечения

В основе решения задач по определению прочности железобетонных элементов, усиленных увеличением их поперечного сечения с обеспечением совместной работы (без учета сдвиговых деформаций по контакту), лежит применение методик расчета согласно действующим ТНПА [4] с учетом наличия в сечении усиленного элемента бетона и арматуры различных классов [5].

Расчет прочности усиленных конструкций прямоугольного поперечного сечения производят по следующим формулам:

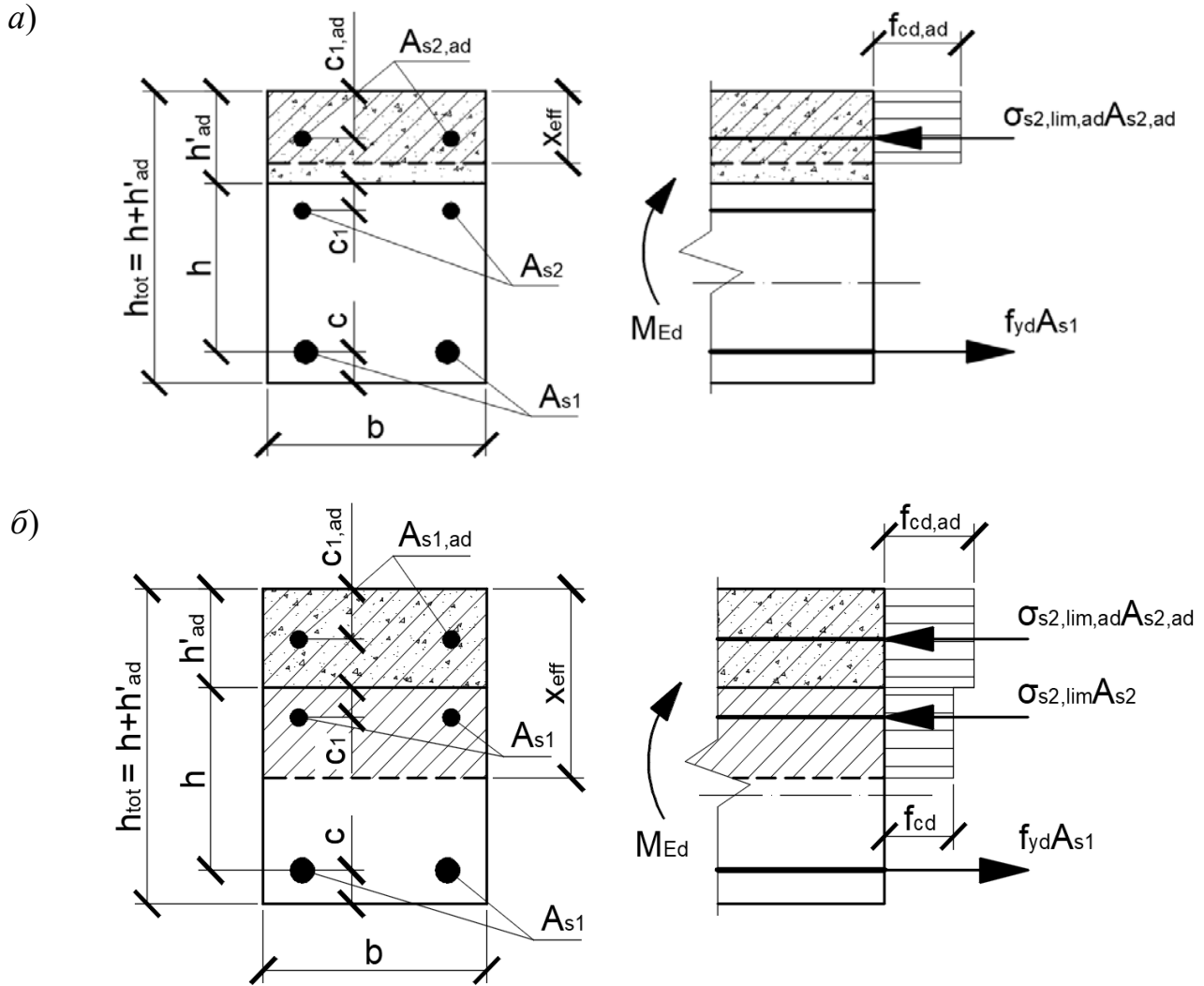
– для наращивания, если соблюдается условие

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно-сжатых} \\ \text{для внецентренно-растянутых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \\ N_{Ed} \\ -N_{Ed} \end{array} + f_{yd} A_{s1} \leq f_{cd,ad} b h_{ad} + \sigma_{s2,ad,lim} A_{s2,ad}, \quad (4.1)$$

т. е. при $x_{eff} \leq h'_{ad}$ расчет производится как для элемента, выполненного из одного класса бетона (рисунок 4.1, а) по формуле

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно-сжатых и} \\ \text{внецентренно-растянутых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{Ed} \\ N_{Ed}e \end{array} \leq f_{cd,ad} b x_{eff} \left(d + h'_{ad} - \frac{x_{eff}}{2} \right) + \sigma_{s2,ad,lim} A_{s2,ad} (d + h'_{ad} - c_{1,ad}), \quad (4.2)$$

где e – эксцентриситет приложения продольной силы (расстояние от продольной силы до центра тяжести растянутой арматуры).



a – при $x_{eff} \leq h'_{ad}$; b – при $x_{eff} > h'_{ad}$

Рисунок 4.1 – Схемы усилий и эпюры напряжений в нормальном сечении усиленного наращиванием элемента при условии $x_{eff} \leq x_{eff,lim}$

При этом высота сжатой зоны определяется из условия

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно-сжатых} \\ \text{для внецентренно-растянутых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \\ N_{Ed} \\ -N_{Ed} \end{array} + f_{cd,ad} b x_{eff} + \sigma_{s2,ad,lim} A_{s2,ad} = f_{yd} A_{s1}. \quad (4.3)$$

Если условие (4.3) не соблюдается, расчет производится с учетом различных классов бетона в расчетном сечении (рисунок 4.1, б) по формуле

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно-сжатых и} \\ \text{внецентренно-растянутых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{Ed} \\ N_{Ed}e \end{array} \leq f_{cd}b(x_{eff} - h'_{ad}) \left(d + \frac{h'_{ad}}{2} - \frac{x_{eff}}{2} \right) + \\ + \sigma_{s2,lim}A_{s2}(d - c_1) + f_{cd,ad}bh'_{ad} \left(d + \frac{h'_{ad}}{2} \right) + \sigma_{s2,lim,ad}A_{s2,ad}(d + h'_{ad} - c_{1,ad}), \quad (4.4)$$

где x_{eff} определяется из условия

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно-сжатых} \\ \text{для внецентренно-растянутых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \\ N_{Ed} \\ -N_{Ed} \end{array} + f_{cd,ad}b(x_{eff} - h'_{ad}) + \sigma_{sc,lim}A_{s2} + \\ + f_{cd,ad}bh'_{ad} + \sigma_{sc,lim,ad}A_{s2,ad} = f_{yd}A_{s1}; \quad (4.5)$$

– для обоймы, если соблюдается условие

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно-сжатых} \\ \text{для внецентренно-растянутых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \\ N_{Ed} \\ -N_{Ed} \end{array} + f_{yd}A_{s1} + f_{yd,ad}A_{s1,ad} \leq \\ \leq \sigma_{sc,lim,ad}A_{s2,ad} + f_{cd,ad}(b + b_{ad})h_{ad}, \quad (4.6)$$

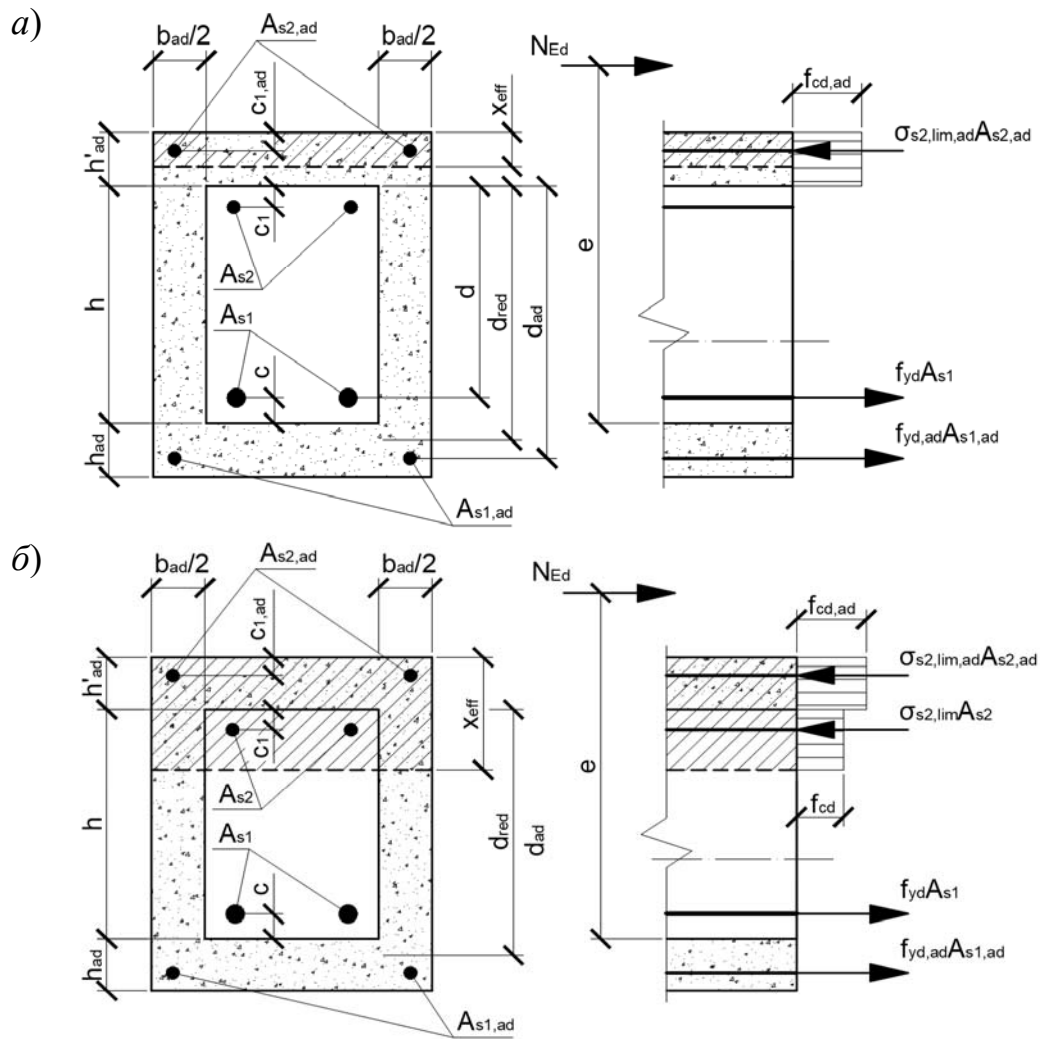
т. е. $x_{eff} \leq h'_{ad}$, расчет производится, как для элемента шириной $(b + b_{ad})$, выполненного из одного класса бетона (рисунок 4.2, а).

Если условие (4.5) не соблюдается, расчет производится с учетом различных классов бетона (рисунок 4.2, б):

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно-сжатых и} \\ \text{внецентренно-растянутых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{Ed} \\ N_{Ed}e \end{array} \leq (f_{cd}b + f_{cd,ad}b_{ad})(x_{eff} - h'_{ad}) \left(d_{red} + \frac{h'_{ad}}{2} - \frac{x_{eff}}{2} \right) + \\ + f_{cd,ad}(b + b_{ad})h'_{ad} \left(d + \frac{h'_{ad}}{2} \right) + \sigma_{s2,lim}A_{s2}(d_{red} - c_1) + \sigma_{s2,lim,ad}A_{s2,ad}(d + h'_{ad} - c_{1,ad}), \quad (4.7)$$

где e – расстояние от внешней продольной силы до центра тяжести существующей и дополнительной арматуры;

d_{red} – приведенная рабочая высота сечения.



a – при $x_{eff} \leq h'_{ad}$; *б* – при $x_{eff} > h'_{ad}$

Рисунок 4.2 – Схемы усилий и эпюры напряжений в нормальном сечении элемента, усиленного обоймой (рубашкой), при условии $x_{eff} \leq x_{eff,lim}$

При этом x_{eff} определяется из условия

$$\left. \begin{array}{l} \text{для изгибаемых} \\ \text{для внецентренно-сжатых} \\ \text{для внецентренно-растянутых} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \\ N_{Ed} \\ -N_{Ed} \end{array} + (f_{cd}b + f_{cd,ad}b_{ad})(x_{eff} - h'_{ad}) + \\ + f_{cd,ad}(b + b_{ad})h'_{ad} + \sigma_{s2,lim}A_{s2} + \sigma_{s2,lim,ad}A_{s2,ad} = f_{yd}A_{s1} + f_{yd,ad}A_{s1,ad}. \quad (4.8)$$

Расчет прочности центрально сжатых элементов, усиленных железобетонной обоймой, производится из условия

$$N_{Ed} \leq \varphi (f_{cd}A_{cc} + \sigma_{s2,lim}A_{s2} + f_{cd,ad}A_{cc,ad} + \sigma_{s2,lim,ad}A_{s2,ad}), \quad (4.9)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба;

$A_{cc,ad}$ и $A_{s2,ad}$ – площадь поперечного сечения бетона и арматуры обоймы соответственно.

При этом учитываются неуправляемые дефекты и повреждения (коррозия или обрывы арматуры, повреждения бетона в сжатой зоне и т. д.), а также возможные ослабления арматуры при сварке понижающим коэффициентом $K = 0,85$ для площади поперечного сечения существующей и дополнительной арматуры усиливаемого элемента.

При усилении железобетонного элемента под нагрузкой усиливаемая часть его поперечного сечения уже находится в определенном напряженно-деформированном состоянии, которое при высокой степени нагружения при усилении (превышающей $0,65R_d$, где R_d – расчетное усилие для исходного эксплуатируемого элемента) может влиять на работу усиленного железобетонного элемента в предельном состоянии; дополнительные бетон и арматура (без предварительного напряжения) в предельном состоянии не достигают расчетных значений их сопротивлений. Поэтому к расчетным сопротивлениям дополнительного бетона и арматуры вводятся понижающие коэффициенты соответственно $\gamma_{c,ad} = 0,9$ и $\gamma_{s,ad} = 0,9$.

При расчете в предельном состоянии железобетонных элементов, усиленных в растянутой зоне установкой дополнительной арматуры, следует использовать значение приведенной рабочей высоты сечения d_{red} , вычисленной с учетом расчетных значений площади поперечного сечения основной (ослабление коррозией, обрыв, ослабление при сварке) и дополнительной арматуры (ослабление при сварке) и понижающего коэффициента к расчетному сопротивлению основной и дополнительной арматуры (при усилении под нагрузкой, превышающей 65 % расчетной).

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_{lim} для элементов, усиленных увеличением поперечного сечения, при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению f_{yd} , согласно [1] допускается определять по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}}. \quad (4.10)$$

При этом напряжения в растянутой арматуре $\sigma_{s,lim}$ принимаются по арматуре (существующей или дополнительной с учетом $\gamma_{s,ad}$) с более высоким расчетным сопротивлением. При наличии в сжатой зоне бетонов разных классов вычисляется приведенное расчетное сопротивление бетона по формуле

$$f_{cd,red} = \frac{f_{cd}A_{cc} + f_{cd,ad}A_{cc,ad}}{A_{cc} + A_{cc,ad}}, \quad (4.11)$$

где A_c и $A_{c,ad}$ – площади поперечных сечений в сжатой зоне основного и дополнительного бетона соответственно.

В расчете железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне, значение приведенной рабочей высоты сечения принимается с учетом толщины дополнительного бетона h'_{ad} , т. е. $d_{red} = d + h'_{ad}$.

Пример – Железобетонная балка с размерами поперечного сечения $b = 300$ мм, $h = 800$ мм выполнена из бетона нормального веса условного класса С' 17/21 и армирована в соответствии с рисунком 4.3. Усиление балки произведено под нагрузкой, превышающей 65 % от расчетной. Выполнить проверку по несущей способности нормального сечения железобетонной балки, усиленной приваркой через скобы дополнительной арматуры S500 в растянутой зоне, при изгибающем моменте от действия длительной нагрузки $M_{Ed} = 520$ кН·м.

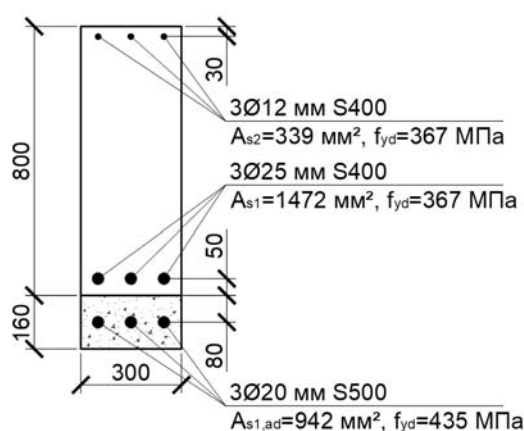


Рисунок 4.3 – Поперечное сечение железобетонной балки (к решению примера)

Решение

Расчетное сопротивление дополнительной арматуры класса S500

$$f_{yd,ad} = f_{yk,ad} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление арматуры класса S400

$$f_{yd} = f_{yk,ad} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление бетона

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot k_{tc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1 \cdot 1 \cdot 17 / 1,5 = 11,33 \text{ МПа.}$$

При расчете учитываются неисправляемые дефекты и повреждения (коррозия или обрывы арматурных стержней, повреждения бетона в сжатой зоне и др.), а также возможные ослабления арматуры при сварке понижающим

коэффициентом $K = 0,85$ к площади поперечного сечения существующей и дополнительной арматуры усиленного элемента.

При усилении железобетонного элемента под нагрузкой усиливаемая часть уже находится в определенном напряженно-деформированном состоянии, которое при высокой степени нагружения (более 65 %) может влиять на работу усиленного элемента в предельном состоянии. Дополнительные бетон и арматура (без предварительного напряжения) в предельном состоянии не достигают расчетных значений, поэтому к их расчетным сопротивлениям вводятся понижающие коэффициенты $\gamma_{c,ad} = 0,9$ и $\gamma_{s,ad} = 0,9$.

По условию задачи растянутая зона конструкции усиливается установкой дополнительной растянутой арматуры. Дополнительный бетон в растянутой зоне используется для защиты арматуры усиления, и в расчете его прочность не учитывается.

Площадь дополнительной растянутой арматуры $A_{s1,ad} = 942 \text{ мм}^2$.

Площадь рабочей арматуры усиленного элемента $A_{s1} = 1472 \text{ мм}^2$.

Площадь сжатой арматуры $A_{s2} = 339 \text{ мм}^2$.

Высота сжатой зоны бетона определяется из условия

$$f_{cd} b x_{eff} + f_{yd} A_{s2} = f_{yd} A_{s1} K + \gamma_{s,ad} f_{yd,ad} A_{s1,ad} K .$$

Получаем

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} A_{s1} K + \gamma_{s,ad} f_{yd,ad} A_{s1,ad} K - f_{yd} A_{s2}}{f_{cd} b} =$$

$$= \frac{347 \cdot 1472 \cdot 0,85 + 0,9 \cdot 435 \cdot 942 \cdot 0,85 - 347 \cdot 339}{11,33 \cdot 300} = 185 \text{ мм.}$$

Рабочая высота сечения

$$d = 800 - 50 = 750 \text{ мм};$$

$$d_{ad} = 800 + 80 = 880 \text{ мм.}$$

Приведенная рабочая высота сечения

$$d_{red} = \frac{d (f_{yd} A_{s1} K) + d_{ad} (\gamma_{s,ad} f_{yd,ad} A_{s1,ad} K)}{f_{yd} A_{s1} K + \gamma_{s,ad} f_{yd,ad} A_{s1,ad} K} =$$

$$= \frac{750 \cdot (347 \cdot 1472 \cdot 0,85) + 880 \cdot (0,9 \cdot 435 \cdot 942 \cdot 0,85)}{347 \cdot 1472 \cdot 0,85 + 0,9 \cdot 435 \cdot 942 \cdot 0,85} = 804,5 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d_{red}} = \frac{185}{804,5} = 0,230.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{1,96 + 3,5} = 0,641,$$

где

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{0,9 \cdot 435}{2 \cdot 10^5} = 0,001958 = 1,96 \text{ ‰}.$$

Так как $\xi = 0,23 < \xi_{lim} = 0,641$, то растянутая арматура достигает в предельной стадии предельных деформаций.

Выполняем проверку несущей способности элемента. Для этого рассчитываем предельный изгибающий момент, который может воспринять сечение, относительно центра тяжести растянутой арматуры существующего сечения:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd,red} b x_{eff} \left(d - \frac{x_{eff}}{2} \right) + \sigma_{s2} A_{s2} (d - c_1) + \gamma_{s,ad} f_{yd,ad} A_{s1,ad} K c_{1,ad} = \\ &= 11,33 \cdot 300 \cdot 185 \cdot (750 - 0,5 \cdot 185) + 347 \cdot 339 \cdot (750 - 30) + \\ &+ 0,9 \cdot 435 \cdot 942 \cdot 0,85 \cdot (80 + 50) = 538,89 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 538,9 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Так как $M_{Rd} = 538,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 520 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то несущая способность элемента обеспечена (по модели сопротивления нормальных сечений).

Задачи для самостоятельного решения

Задача 1. Ребристая плита покрытия из С 12/15 с размерами поперечного сечения, приведенными на рисунке 4.4, армирована предварительно напряженной арматурой с расчетным сопротивлением $f_{pd} = 680 \text{ МПа}$. Согласно проектным данным предварительное напряжение арматуры с учетом всех потерь $\sigma_{pm,lim} = 470 \text{ МПа}$. Требуется проверить несущую способность плиты покрытия, усиленной при полном разгрузении наращиванием сжатой зоны из бетона класса С 16/20 толщиной $h'_{ad} = 40 \text{ мм}$, при действии изгибающего момента $M_{Ed} = 150 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

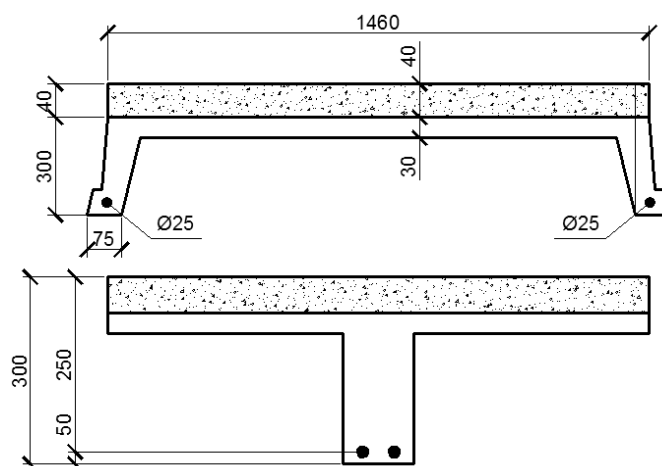


Рисунок 4.4 – Поперечный разрез усиленной железобетонной плиты и ее приведенное поперечное сечение (к решению задачи 1)

Задача 2. Колонна многоэтажного здания с несмещаемым каркасом прямоугольного поперечного сечения ($b = 400$ мм, $h = 500$ мм, $c = c_1 = 50$ мм) из бетона условного класса С' 18/22,5 армирована стержневой арматурой с расчетным сопротивлением $f_{yd} = 339$ МПа ($A_{s1} = A_{s2} = 982$ мм²). В процессе эксплуатации колонна была усилена в растянутой зоне под нагрузкой, превышающей 65 % от расчетной, приваркой дополнительной арматуры класса S500 площадью поперечного сечения $A_{s2,ad} = 628$ мм² к существующей арматуре. Расстояние между центрами тяжести существующей и дополнительной арматуры в растянутой зоне составляет 50 мм. Требуется проверить несущую способность усиленной колонны при действии усилий $N_{Ed} = 100$ кН и $M_{Ed} = 400$ кН·м (усилия приведены с учетом гибкости колонны).

Контрольные вопросы

- 1 Каковы особенности расчета железобетонных конструкций, усиленных под нагрузкой, превышающей 65 % от расчетной?
- 2 В каком случае в расчете усиленных железобетонных конструкций применяется приведенный класс бетона?

5 Поверочные расчеты каменных конструкций по результатам их обследования

Расчетные характеристики кладки для поверочных расчетов эксплуатируемых каменных и армокаменных конструкций определяются исходя из марки кладочного элемента М и марки раствора М (по проектным данным) или исходя из условной марки кладочного элемента М' и условной марки раствора М' (по результатам испытаний).

Условная марка кладочного элемента, а также раствора по результатам испытаний устанавливается как среднее значение единичных испытаний. Расчет-

ное сопротивление каменной кладки определяется по условным маркам кладочного элемента и раствора, установленным по результатам испытаний.

Согласно стандартам EN 771, к кладочным элементам категории I относятся кладочные элементы с декларируемой прочностью при сжатии, при этом вероятность того, что данное значение прочности не будет достигнуто, должна составлять не более 5 %. Декларируемая прочность при сжатии определяется при этом по характеристическому значению (с обеспеченностью 95 %).

К кладочным элементам категории II относятся кладочные элементы, в которых не достигается уровень надежности элементов категории I. Декларируемая прочность при сжатии определяется по среднему значению (с обеспеченностью 50 %).

Различают среднюю, характеристическую и нормированную прочность кладочных элементов при сжатии:

- средняя прочность при сжатии – прочность, рассчитанная как средняя арифметическая по результатам испытаний;

- характеристическая прочность при сжатии – прочность, соответствующая 5-процентному квантилю прочности (с обеспеченностью 95 %);

- нормированная (приведенная) прочность при сжатии – прочность кладочных элементов, пересчитанная на прочность в воздушно-сухом состоянии равнозначного элемента шириной и высотой 100 мм.

Согласно СП 5.02.01 [9] в случае, если прочность на сжатие кладочных изделий установлена в соответствии с ГОСТ 8462, нормированную прочность на сжатие f_b согласно СТБ EN 772-1 определяют по формуле

$$f_b = f_{B1} \eta_B \delta, \quad (5.1)$$

где f_b – прочность на сжатие кладочного изделия; определяют в соответствии с ГОСТ 8462;

η_B – коэффициент; принимают равным: 1,6 – для полнотелого кирпича; 1,2 – для пустотелого керамического и силикатного кирпича; 1,0 – для остальных кладочных изделий;

δ – коэффициент формы; принимают в соответствии с СТБ EN 772-1.

В случае испытаний на сжатие пластинок раствора, отобранных из швов кладки, применяется понижающий коэффициент 0,7.

Характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки f_k определяют согласно [9, п. 6.5.1].

В частности, характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки без продольного растворного шва, определяют по формулам:

- для каменной кладки на стандартном и легком кладочных растворах

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3}; \quad (5.2)$$

- для каменной кладки из кладочных изделий из ячеистого бетона автоклавного твердения, из бетона на пористых заполнителях (керамзитобетона) на тонкослойном кладочном растворе

$$f_k = Kf_b^{0,7}; \quad (5.3)$$

– для каменной кладки из кладочных изделий из плотного силикатного бетона на тонкослойном кладочном растворе

$$f_k = Kf_b^{0,85}, \quad (5.4)$$

где f_b – приведенная (нормированная) прочность на сжатие кладочного изделия (в направлении сжимающего усилия), МПа;

f_m – прочность на сжатие кладочного раствора, МПа;

K – коэффициент; принимают по таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Значения коэффициента K для каменной кладки на стандартном, тонкослойном и легком кладочных растворах [9, таблица 6.3]

Вид изделий для каменной кладки		Коэффициент K для кладочного раствора		
		стандартного	тонкослойного	легкого
Керамические	1-я группа	0,40	–	0,3
	2-я группа	0,35	–	0,25
Силикатные	1-я группа	0,40	0,5	–
	2-я группа	0,35	–	–
Из бетона на плотных и пористых заполнителях	1-я группа	0,55	0,8*	0,45
	2-я группа	0,45	–	0,45
Из ячеистого бетона автоклавного твердения	1-я группа	0,55	0,7	–
Из плотного бетона	1-я группа	0,45	–	–
Из природного камня	1-я группа	0,45	–	–

*Примечание – * – Для керамзитобетонных кладочных изделий*

Для каменной кладки с продольным растворным швом значение коэффициента K в формулах (5.2) и (5.3) умножают на 0,8. При определении нормированной прочности кладочных изделий на основании результатов испытаний образцов, поверхности которых перед испытаниями подвергались шлифовке согласно СТБ EN 772-1, значение коэффициента K в формуле (5.2) умножают на 0,8. При применении кладочных изделий 2-й группы значение K умножают на 0,5.

Характеристические значения прочности на сжатие каменной кладки, определенные по формулам (5.2) и (5.3), могут быть приняты по [9, таблицы 6.4–6.11].

Приведенная (нормированная) прочность на сжатие кладочного изделия f_b в формулах (5.2) и (5.3) не должна превышать:

– для каменной кладки из кладочных изделий 1-й группы: выполненной на стандартном или легком кладочном растворе – 75 МПа; на тонкослойном кладочном растворе – 50 МПа;

– для каменной кладки из кладочных изделий 2-й группы – 35 МПа.

Прочность на сжатие кладочного раствора f_m в формуле (5.2) не должна превышать:

– для каменной кладки на стандартном кладочном растворе: при применении кладочных изделий 1-й группы – 20 МПа или $2f_b$; кладочных изделий 2-й группы – f_b ;

– для каменной кладки на легком кладочном растворе – 10 МПа.

Прочность на сжатие тонкослойного кладочного раствора не должна превышать 10 МПа.

Обработка результатов испытаний каменных и армокаменных конструкций ведется в соответствии с [10]. Сопротивление кладки сжатию вычисляют как среднее арифметическое результатов испытаний однотипных центрально сжатых образцов-столбов с точностью до 0,1 МПа по формуле

$$f_{Bi} = \frac{F_{\max}}{A}, \quad (5.5)$$

где F_{\max} – разрушающая нагрузка;

A – площадь поперечного сечения образца брутто;

i – порядковый номер образца в выборке, $i = 1, 2, 3, \dots, n$.

Прочность на сжатие кладочного раствора f_m определяют в соответствии с ГОСТ 5802 или СТБ EN 1015–11 по результатам испытаний на сжатие половинок балочек размерами 40×40×160 мм, полученных после их испытания на изгиб.

При отсутствии результатов испытаний характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки в направлении, параллельном горизонтальным растворным швам, определяют умножением значения f_k , рассчитанного по формулам (5.2)–(5.4), на коэффициент η , значения которого приведены в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Значения коэффициента η [9, таблица 6.12]

Вид каменной кладки	Коэффициент η
Из керамических кладочных изделий 1-й или 2-й группы на стандартном и легком кладочных растворах с объемом вертикальных пустот, %: до 18 включ. св. 18 до 30 включ. св. 30	0,75 0,45 0,15
Из силикатных кладочных изделий 1-й группы с объемом вертикальных пустот не более 18 % на стандартном кладочном растворе	0,5
Из кладочных изделий из ячеистого бетона автоклавного твердения на тонкослойном кладочном растворе с заполнением кладочным раствором вертикальных растворных швов	0,75
то же без заполнения кладочным раствором вертикальных растворных швов	0,25
<i>Примечание</i> – Значения коэффициента η для каменной кладки из керамических кладочных изделий при промежуточных значениях объема вертикальных пустот определяют линейной интерполяцией	

Если вертикальные пустоты в каменной кладке на стандартном кладочном растворе из бетонных кладочных изделий 2-й группы полностью заполняют бетоном, значение приведенной (нормированной) прочности на сжатие кладочно-

го изделия f_b умножают на коэффициент K , принимаемый как для кладочных изделий 1-й группы. При этом прочность на сжатие каменной кладки f_k принимают равной меньшему из значений приведенной (нормированной) прочности на сжатие кладочного изделия в направлении сжимающего усилия f_b и характеристической прочности на сжатие бетона для заполнения f_{ck} .

При определении характеристического значения прочности на сжатие каменной кладки с незаполненными вертикальными растворными швами допускается применять формулы (5.2)–(5.4).

При проверке предельных состояний несущей способности в постоянных, переходных и особых расчетных ситуациях принимают соответствующие значения частного коэффициента для характеристик свойств материалов γ_M в соответствии с СН 2.01.01 [3].

Значения частного коэффициента γ_M устанавливают в зависимости от категории кладочных изделий, вида кладочных растворов и установленных проектной документацией требований (кладочный раствор заданного состава или заданного качества), а также класса контроля производства работ на строительной площадке.

Различают два класса контроля выполнения работ:

– I класс – кладочные работы производит обученный персонал под надзором мастера, а качество работ контролирует независимое лицо, имеющее соответствующую квалификацию. При производстве кладочных работ применяют кладочные растворы заводского изготовления и стройплощадочные кладочные растворы. Для стройплощадочных кладочных растворов контролируют дозировку составляющих и прочность кладочных растворов;

– II класс – контроль производства работ, определенный I классом, не предусматривается. Контроль производства работ осуществляет лицо, имеющее соответствующую квалификацию, уполномоченное производителем работ.

Значения частного коэффициента γ_M , используемые для постоянных и переходных расчетных ситуаций, приведены в таблице 5.3.

Таблица 5.3 – Значения частного коэффициента γ_M для характеристик свойств материалов [9, таблица 5.1]

Материал	Коэффициент γ_M для класса контроля производства работ	
	I	II
Кладочные изделия I категории для каменной кладки: на кладочном растворе заданного качества в соответствии с СТБ EN 998-2, СТБ 1307 на кладочном растворе заданного качества в соответствии с ТКП EN 1996-2	1,7	2,2
	2,0	2,5
Кладочные изделия II категории для каменной кладки (при коэффициенте вариации прочности на сжатие кладочных изделий II категории не более 25 %)	2,2	2,7
Анкеровка арматурных стержней	2,02	2,5
Арматурная сталь	1,15	1,15
Вспомогательные изделия для каменной кладки	2,0	2,5
Перемычки согласно СТБ EN 845-2	2,0	2,0

Вертикальные силовые трещины учитываются введением понижающего коэффициента K_{cr} к расчетному сопротивлению каменной кладки f_d (таблица 5.4).

Таблица 5.4 – Значение коэффициента K_{cr}

Вид дефекта	K_{cr} для кладки	
	неармированной	армированной
Трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы	1	1
Волосные трещины, пересекающие не более двух рядов	0,9	1
То же, не более четырех рядов	0,75	0,9
Трещины с раскрытием до 2 мм, пересекающие не более восьми рядов	0,5	0,7
То же, более восьми рядов	0	0,5

Расчетную (эффективную) высоту стены (столба) h_{eff} , м, определяют по формуле

$$h_{eff} = \rho_n h, \quad (5.6)$$

где h – высота в свету стены (в пределах этажа), м;

ρ_n – понижающий коэффициент; принимают в зависимости от способов закрепления верхней и нижней граней стены, а также раскрепления ее вертикальными ребрами жесткости (ρ_2, ρ_3, ρ_4 – согласно [9, п. 8.5.1.15]).

Расчетную (эффективную) толщину t_{eff} однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, однослойных стен с облицовочным слоем, стен с полосовым заполнением горизонтальных растворных швов кладочным раствором, а также стен с зазорами, заполненными бетоном или раствором, принимают равной фактической толщине каменной кладки. В остальных случаях – согласно [9, пп. 8.5.1.16–8.5.1.19].

Гибкость стены из неармированной каменной кладки определяют как отношение расчетной (эффективной) высоты стены h_{eff} к расчетной (эффективной) толщине стены t_{eff} . Гибкость стен из неармированной и армированной каменной кладки, подверженных действию преимущественно вертикальных нагрузок, не должна превышать 27.

Проверку предельного состояния несущей способности стен (столбов) выполняют из условия $N_{Ed} \leq N_{Rd}$ [9, п. 9.1.2.1].

Расчетное значение сопротивления сжатию N_{Rd} сечения вертикально нагруженной однослойной стены определяют по формуле

$$N_{Rd} = \Phi_s f_d A, \quad (5.7)$$

где Φ_s – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены, учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки;

f_d – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки;

A – общая площадь поперечного сечения стены (столба) без учета проемов.

Коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены, учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки Φ_s [9]:

– для промежуточных стен (столбов):

$$\Phi_s = 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{eff}}{t_{eff}} \right)^2; \quad (5.8)$$

– для стен, являющихся крайними опорами для несущих конструкций перекрытий, – принимают равным меньшему из значений, полученных по формулам (5.8) и (5.9):

$$\Phi_s = 1,3 - \frac{l_{f,eff}}{8} \leq 0,85; \quad (5.9)$$

– для стен, являющихся опорами несущих конструкций перекрытия верхнего этажа или покрытия, – принимают равным меньшему из значений, полученных по формулам (5.8), (5.9), и значения $\Phi_s = 0,4$.

В формулах (5.8) и (5.9):

h_{eff} – расчетная (эффективная) высота стены;

t_{eff} – расчетная (эффективная) толщина стены;

$l_{f,eff}$ – расчетный (эффективный) пролет несущих конструкций перекрытия, для которого стена является крайней опорой, м; принимают равным:

l_f – для свободно опертых несущих конструкций перекрытия в одном (расчетном) направлении;

$0,7l_f$ – для неразрезных несущих конструкций перекрытий, опертых по всем сторонам, а также для однопролетных несущих конструкций перекрытий, свободно опертых в двух направлениях, при ширине опирания на рассматриваемую несущую стену не более $2l_f$;

$0,5l_f$ – для неразрезных несущих конструкций перекрытий, опертых в двух направлениях, при ширине опирания на рассматриваемую несущую стену не более $2l_f$.

Столбы и простенки с горизонтальным армированием растворных швов каменной кладки выполняют из кладочных изделий 1-й группы на кладочных растворах прочностью $f_m \geq 5$ МПа при высоте ряда каменной кладки не более 150 мм. При этом должно соблюдаться условие

$$0,5 \leq \frac{b}{t} \leq 2,0, \quad (5.10)$$

где b и t – размеры поперечного сечения столба или простенка.

Проверку предельного состояния несущей способности столба или про-стенка с горизонтальным армированием швов каменной кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки производят в соответствии с [9, п. 9.1.2]. При этом вместо расчетного значения прочности на сжатие неармированной каменной кладки f_d принимают расчетное значение прочности на сжатие армированной каменной кладки f_{dr} , определяемое по формуле

$$f_{dr} = f_d + 2\rho_m f_{yd} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{y}\right) \leq 2f_d, \quad (5.11)$$

где ρ_m – коэффициент армирования каменной кладки,

$$\rho_m = \frac{A_{sa} \cdot (a_1 + a_2)}{a_1 a_2 s} \geq 0,001, \quad (5.12)$$

A_{sa} – площадь поперечного сечения одного стержня;

a_1, a_2 – расстояния между стержнями арматурной сетки, мм; принимают не более 120 и не менее 30 мм;

s – расстояние между арматурными сетками по высоте, мм; принимают не более 450 мм;

e – эксцентриситет приложения нагрузки;

y – расстояние от центра тяжести поперечного сечения каменной кладки до наиболее сжатой грани;

f_{yd} – расчетное значение прочности на растяжение горизонтальной арматуры.

Пример – Центральна-нагруженный кирпичный столб квадратного поперечного сечения с размерами 510×510 мм высотой 3,5 м опирается на монолитные железобетонные перекрытия, заделанные в кладке, неподвижные в горизонтальном направлении. Кладка выполнена из обыкновенного глиняного кирпича полусухого прессования марки 75 на цементно-известковом растворе марки 10. Проверить прочность столба при действии нагрузки $N_{Ed} = 220$ кН.

Решение

Определяем расчетное сопротивление кирпичной кладки при сжатии: при марке кирпича М75 и марке раствора М10 получаем прочность кладки.

Приведенная (нормированная) прочность на сжатие кладочного изделия (кирпича) с учетом его положения в конструкции $f_b = 75$ МПа.

Прочность на сжатие кладочного раствора $f_m = 10$ МПа.

Принимаем коэффициент для расчета прочности на сжатие каменной кладки $K = 0,4$ по таблице 5.1 (керамические изделия на стандартном растворе). Тогда характеристическое значение прочности на сжатие неармированной каменной кладки

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,4 \cdot 75^{0,75} \cdot 10^{0,3} = 16,39 \text{ МПа.}$$

При отсутствии результатов испытаний характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки в направлении, параллельном горизонтальным растворным швам, определяем с учетом коэффициента $\eta = 0,15$ (по таблице 5.2, для керамических кладочных изделий с объемом вертикальных пустот свыше 30 %):

$$\eta f_k = 0,15 \cdot 16,39 = 2,46 \text{ МПа.}$$

Расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки при величине частного коэффициента $\gamma_M = 2,5$ (таблица 5.3):

$$f_d = \eta f_k / \gamma_M = 2,46 / 2,5 = 0,98 \text{ МПа.}$$

Расчетная (эффективная) высота столба при значении понижающего коэффициента, учитывающего способы закрепления верхней и нижней граней, $\rho_2 = 0,75$ [2, п. 8.5.1.15]:

$$h_{eff} = \rho_2 \cdot h = 0,75 \cdot 3,5 = 2,625 \text{ м.}$$

Расчетная (эффективная) толщина $t_{eff} = t = 510$ мм.

Гибкость столба

$$\frac{h_{eff}}{t_{eff}} = \frac{2,625}{0,510} = 5,15 < 27.$$

Коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены, учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки Φ_s :

$$\Phi_s = 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{eff}}{t_{eff}} \right)^2 = 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{2,625}{0,510} \right)^2 = 0,820.$$

Расчетное значение сопротивления сжатию N_{Rd} сечения вертикально нагруженного кирпичного столба:

$$N_{Rd} = \Phi_s f_d A = 0,820 \cdot 0,98 \cdot 510 \cdot 510 \cdot 10^{-3} = 209 \text{ кН.}$$

Проверяем условие $N_{Rd} \geq N_{Ed}$:

$$N_{Rd} = 209 \text{ кН} \geq N_{Ed} = 220 \text{ кН,}$$

следовательно, при заданной нагрузке несущая способность столба не обеспечена, требуется усиление.

Задачи для самостоятельного решения

Задача 1. Централь-но-нагруженный кирпичный столб квадратного поперечного сечения с размерами 510×510 мм, высотой 3 м из обыкновенного глиняного кирпича пластического прессования условной марки на сжатие М'120 и цементно-песчаного раствора условной марки М'65 имеет сетчатое армирование из круглой стали с расчетным сопротивлением $f_{yd} = 210$ МПа (процент армирования кладки по объему $\rho_m = 2$ %), в процессе эксплуатации получил повреждения в виде силовых волосяных вертикальных трещин, пересекающих менее четырех рядов кладки. Требуется определить несущую способность столба при действии длительной нагрузки.

Задача 2. Централь-но-нагруженный кирпичный столб квадратного поперечного сечения с размерами 510×510 мм высотой 3,5 м опирается на монолитные железобетонные перекрытия, заделанные в кладке, неподвижные в горизонтальном направлении. Кладка выполнена из обыкновенного глиняного кирпича полусухого прессования марки 75 на цементно-известковом растворе марки 10. Требуется проверить несущую способность столба при действии нагрузки $N_{Ed} = 200$ кН.

Контрольные вопросы

- 1 Как определяются условные марки кирпича и раствора?
- 2 Как в поверочном расчете эксплуатируемых каменных конструкций учитывается наличие в кладке трещин?
- 3 В каком случае армирование кладки является конструктивным и в расчете не учитывается?

6 Поверочные расчеты стальных конструкций по результатам их обследования

Характеристическое (нормативное) значение прочности стали устанавливается по проектным данным (при их наличии и соответствии им металла эксплуатируемой конструкции), или по результатам статистической обработки испытаний вырезанных образцов, по формуле

$$f_k = \sigma_m - \alpha_s \cdot S_f \quad (6.1)$$

где σ_m – среднее арифметическое значение предела текучести или временного сопротивления по данным n испытаний (математическое ожидание);

S_f – среднее квадратическое отклонение результатов испытаний;

α_s – коэффициент, учитывающий объем испытаний (таблица 6.1).

Таблица 6.1 – Значение коэффициента α_s

n	10	12	14	16	18	20	30	40 и более
α_s	2,911	2,736	2,614	2,524	2,453	2,396	2,220	2,125

Нормативное сопротивление металла, вычисленное по формуле (6.1), допускается использовать при условии $S_f / \sigma_m \leq 0,1$. Большой разброс свойств образцов свидетельствует о том, что они не относятся к одной партии металла.

Расчетное сопротивление металла для поверочных расчетов эксплуатируемых стальных конструкций по прочности определяется согласно СП 5.04.01 [6] с учетом частного коэффициента по материалу γ_m [6, п. 6] исходя из его нормативного значения [6, п. 6.1].

При выполнении расчетов по проектным данным для конструкций эксплуатируемых зданий, а также при расчетах конструкций по результатам испытаний металла расчетное сопротивление стали принимается исходя из нормативного сопротивления и коэффициента надежности по материалу γ_m , который в расчете по расчетному сопротивлению f_{yd} принимается равным:

- $\gamma_m = 1,2$ – для конструкций, изготовленных до 1932 г.,
- $\gamma_m = 1,1$ – для конструкций, изготовленных с 1932 г. до 1982 г. при $f_{yk} \leq 380$ МПа;
- $\gamma_m = 1,15$ – для конструкций, изготовленных с 1932 г. до 1982 г. при $f_{yk} > 380$ МПа;

– γ_m назначают согласно СП 5.04.01 [6] для конструкций, изготовленных после 1982 г.: значения частного коэффициента по материалу проката, гнутых профилей и труб принимают по [6, таблица 3]. Характеристические и расчетные значения предела текучести и предела прочности при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального проката и труб приведены в [6, таблице А.3], фасонного проката – в [6, таблицах А.4 и А.5].

Коэффициент надежности по материалу для конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетного временного сопротивления f_{ud} , принимают равным $\gamma_u = 1,3$.

Для элементов, имеющих коррозионный износ с потерей более 25 % площади поперечного сечения или остаточную после коррозии толщину 5 мм и менее, расчетные сопротивления снижают путем умножения на коэффициент γ_d :

- $\gamma_d = 0,95$ – для слабоагрессивной среды;
- $\gamma_d = 0,90$ – для среднеагрессивной среды;
- $\gamma_d = 0,85$ – для сильноагрессивной среды.

В основе решения задач по расчету сопротивления стальных элементов лежит применение методики расчета действующих ТНПА с использованием коэффициентов условий работы к расчетному сопротивлению стали, учитывающих дефекты и повреждения эксплуатируемых элементов.

При равномерном коррозионном износе стальных элементов из прокатных профилей расчетные геометрические характеристики поперечного сечения допускается определять по формулам:

$$A = (1 - k_{SA}\Delta) \cdot A_0; \quad (6.2)$$

$$W = (1 - k_{SW}\Delta) \cdot W_0, \quad (6.3)$$

где A_0 , W_0 – площадь поперечного сечения и момент сопротивления без учета коррозионных повреждений;

Δ – глубина проникновения коррозии;

k_{SA} , k_{SW} – коэффициенты уменьшения вследствие коррозии площади поперечного сечения и момента сопротивления соответственно; значение коэффициента k_{SA} рассчитывается в зависимости от вида прокатного профиля: $k_{SA} = 2 / t$ – для уголков; $k_{SA} = 2 / (t + d)$ – для швеллеров и двутавров (t и d – исходные толщины полки и стенки соответственно).

Коэффициент k_{SW} для некоторых типоразмеров прокатных профилей приведен в таблице 6.2.

Таблица 6.2 – Коэффициент k_{SW}

Коэффициент k_{SW} для швеллеров											
Номер профиля	12	14	16	16а	18	20	22	24	27	30	36
k_{SWx}	0,29	0,28	0,27	0,25	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,18
k_{SWy}	0,27	0,26	0,25	0,24	0,25	0,24	0,23	0,22	0,20	0,19	0,17
Коэффициент k_{SW} для двутавров											
Номер профиля	20	22	24	27	27а	30	30а	36	40	50	60
k_{SWx}	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22	0,22	0,21	0,18	0,17	0,15	0,13
k_{SWy}	0,24	0,23	0,21	0,20	0,20	0,20	0,19	0,16	0,15	0,13	0,11

Поверочные расчеты элементов, имеющих ослабления в виде вырезов, подрезов, следует проводить по площади *netto* с учетом эксцентриситетов от смещения центра тяжести ослабленного сечения относительно центра тяжести первоначального сечения.

Поперечные сечения конструкций, рассматриваемые в СП 5.04.01 [6, п. 4.2.5], подразделяются на три класса в зависимости от напряженно-деформированного состояния (далее – НДС) расчетного сечения:

– 1-й класс – НДС, при котором нормальные напряжения по всей площади сечения не превышают предел текучести стали: $\sigma \leq f_{yd}$ (упругое состояние сечения);

– 2-й класс – НДС, при котором в одной части сечения $\sigma < f_{yd}$, а в другой $\sigma = f_{yd}$ (упруго-пластическое состояние сечения);

– 3-й класс – НДС, при котором по всей площади сечения $\sigma = f_{yd}$ (пластическое состояние сечения, условный пластический шарнир).

При расчете стальных конструкций, элементов и соединений учитывают коэффициент условий работы γ_c [6, п. 15.8.7, таблицы 46 и 48, приложение Б] и другие частные коэффициенты, приведенные в [6, таблица 1].

Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов при действии момента в одной из главных плоскостей выполняют как в этой плоскости (плоская форма потери устойчивости), так и из этой плоскости (изгибно-крутильная форма потери устойчивости) [6, п. 9.2]. Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов постоянного сечения (колонн многоэтажных зданий – в пределах этажа) в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняют по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_e A f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (6.4)$$

где N_{Ed} – расчетное значение осевого усилия (продольная сила);

A – площадь сечения брутто;

γ_c – коэффициент условий работы конструкций и элементов;

φ_e – коэффициент устойчивости при внецентренном сжатии; определяют по [6, таблица Д.3] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} , вычисляемого по формуле

$$m_{ef} = \eta m; \quad (6.5)$$

η – коэффициент влияния формы сечения; определяют по [6, таблица Д.2];

m – относительный эксцентриситет,

$$m = \frac{eA}{W_c}; \quad (6.6)$$

e – эксцентриситет;

W_c – момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна.

При значениях $m_{ef} > 20$ расчет выполняют как для изгибаемых элементов [6, раздел 8].

Условная гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = \frac{l_{ef}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}, \quad (6.7)$$

где l_{ef} – расчетная длина элемента;

i_x – радиус инерции сечения;

E – модуль упругости стали, $E = 206 \text{ ГПа} = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Поверочные расчеты сжатых сплошностенчатых элементов металлических конструкций, имеющих общее искривление, производятся как внецентренно-сжатых (рисунок 6.1).

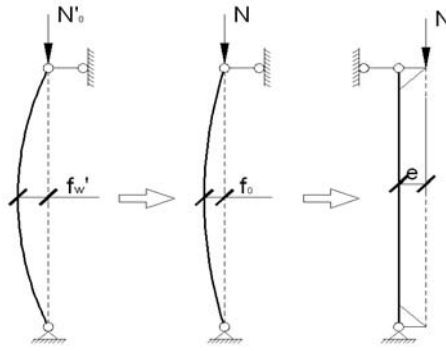


Рисунок 6.1 – Расчетная схема для стальных элементов, имеющих искривление

Эксцентриситет e сжимающего усилия в предельном состоянии от искривления определяют умножением стрелки искривления стержня f_0 в ненагруженном состоянии на коэффициент перехода k от максимальной стрелки к эквивалентному эксцентриситету:

$$e = k \cdot f_0. \quad (6.8)$$

Коэффициент перехода

$$k = 0,82 + 0,1 \frac{\sqrt{\eta m}}{\lambda}. \quad (6.9)$$

Стрелка искривления стержня

$$f_0 = \psi_0 f_{из}, \quad (6.10)$$

где $f_{из}$ – общее искривление на момент обследования;
 ψ_0 – коэффициент,

$$\psi_0 = 1 - 0,1 \lambda^{-2} \left(\frac{\sigma'}{f_{yd}} \right). \quad (6.11)$$

Напряжения на момент обследования

$$\sigma' = \frac{N_0}{A}. \quad (6.12)$$

Если усилие N_0 в элементе в момент замера стрелки определять невозможно, допускается принимать $\psi_0 = 1,0$.

Пример – Стойка эстакады, построенной в 1975 г. и эксплуатирующаяся в среднеагрессивной среде, получила общее искривление на момент обследования $f_{из} = 6$ см при нагрузке $N_0 = 400$ кН и равномерный по поперечному сече-

нию коррозионный износ с глубиной проникновения коррозии $\Delta = 1,5$ мм. Высота стойки $l_{ef} = 6$ м, выполнена из двутавра № 27а ($A_0 = 54,6$ см², $W_0 = 485$ см³, $i_{x0} = 10,9$ см, $t = 13,7$ мм, $d = 8,5$ мм). Из поясов стоек у опор отобрано 14 образцов металла для испытаний. Среднее арифметическое значение предела текучести металла $\sigma_m = 273$ МПа, $S_f = 18,4$ МПа. Установить возможность дальнейшей эксплуатации стойки при расчетной нагрузке $N_{Ed} = 500$ кН (коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,95$).

Решение

Так как

$$S_f / \sigma_m = 18,4 / 273 = 0,07 < 0,10,$$

следовательно, значение σ_m можно использовать в расчете.

Для $n = 14$ $\alpha_s = 2,614$.

Нормативное сопротивление стали

$$f_{yk} = \sigma_m - \alpha_s S_f = 273 - 2,614 \cdot 18,4 = 224,9 \text{ МПа.}$$

Коэффициент надежности по материалу для 1932–1982 гг. $\gamma_m = 1,1$.

Расчетное сопротивление стали

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 224,9 / 1,1 = 204,5 \text{ МПа.}$$

Для среднеагрессивной среды назначаем коэффициент, учитывающий агрессивность среды, $\gamma_d = 0,90$. Тогда

$$f_{yd} = 204,5 \cdot 0,9 = 184 \text{ МПа.}$$

Корректируем геометрические характеристики сечения с учетом ослабления:

$$k_{SA} = \frac{4}{t + d} = \frac{4}{13,7 + 8,5} = 0,18 \text{ мм}^{-1};$$

$$A = (1 - k_{SA}\Delta) \cdot A_0 = (1 - 0,18 \cdot 1,5) \cdot 54,6 = 39,8 \text{ см}^2;$$

$$k_{SWx} = 0,22;$$

$$W = (1 - k_{SW}\Delta) \cdot W_0 = (1 - 0,22 \cdot 1,5) \cdot 485 = 325 \text{ см}^3.$$

Фактическая высота сечения

$$h = 27 - 2 \cdot 0,15 = 26,7 \text{ см.}$$

Фактический радиус инерции сечения

$$i_x = \sqrt{\frac{W \cdot 0,5h}{A}} = \sqrt{\frac{325 \cdot 0,5 \cdot 26,7}{39,8}} = 10,44 \text{ см.}$$

Условная гибкость в плоскости искривления

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i_x} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = \frac{600}{10,44} \cdot \sqrt{\frac{184}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,72.$$

Напряжения в момент искривления

$$\sigma' = \frac{N'_0}{A} = \frac{400 \cdot 10^3}{39,8 \cdot 10^2} = 100,5 \text{ МПа.}$$

Определяем приведенный относительный эксцентриситет, принимая $e = f_0$:

$$\psi_0 = 1 - 0,1\bar{\lambda}^2 \left(\frac{\sigma'}{f_{yd}} \right) = 1 - 0,1 \cdot 1,72^2 \cdot \frac{100,5}{184} = 0,838;$$

$$f_0 = \psi_0 f'_{uz} = 0,838 \cdot 6 = 5,03 \text{ см;}$$

$$m = \frac{f_0 A}{W} = \frac{5,03 \cdot 39,8}{325} = 0,616.$$

Коэффициент влияния формы сечения [6, таблица Д.2]

$$\eta = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda} =$$

$$= (1,75 - 0,1 \cdot 0,616) - 0,02 \cdot (5 - 0,616) \cdot 1,72 = 1,54.$$

Находим величину эксцентриситета e :

$$k = 0,82 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{\eta m}{\bar{\lambda}}} = 0,82 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{1,54 \cdot 0,616}{1,72}} = 0,894;$$

$$e = k \cdot f_0 = 0,895 \cdot 5,03 = 4,52 \text{ см.}$$

Уточняем значение относительного эксцентриситета в предельной стадии:

$$m = \frac{eA}{W_c} = \frac{4,52 \cdot 39,8}{325} = 0,55.$$

Приведенный относительный эксцентриситет в предельной стадии

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,54 \cdot 0,55 = 0,847.$$

По СП 5.04.01 [6, таблица Д.3] при $\bar{\lambda} = 1,72$, $m_{ef} = 0,862$ методом линейной интерполяции определяем значение коэффициента устойчивости φ_e при внецентренном сжатии стержней сплошного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии: $\varphi_e = 0,600$.

Проверяем условие устойчивости стойки как элемента, подверженного действию осевой силы с изгибом [6, п. 9.2, формула (114)]:

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_e A f_{yd} \gamma_c} = \frac{500 \cdot 10^3}{0,600 \cdot (39,8 \cdot 10^2) \cdot 185 \cdot 0,95} = 1,19 > 1.$$

Таким образом, условие не выполняется, т. е. напряжения, возникающие в сечении, превышают предельно допустимые, следовательно, стойку необходимо усиливать.

Задачи для самостоятельного решения

Задача. Центральнагруженная колонна (коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,95$) здания 1980 г. постройки высотой $l_{ef} = 9$ м из сварного двутавра ($A = 190 \text{ см}^2$, $W = 2865 \text{ см}^3$, $i = 19,5 \text{ см}$, $h = 50 \text{ см}$) имеет общее искривление на момент обследования $f_{из} = 4,5 \text{ см}$ при неизвестной нагрузке. Выполнить проверку устойчивости колонны при расчетной нагрузке $N_{Ed} = 1300 \text{ кН}$. Нормативное сопротивление металла по пределу текучести согласно проектным данным $f_{yk} = 245 \text{ МПа}$.

Контрольные вопросы

- 1 Как в поверочном расчете учитывается влияние коррозии металла?
- 2 Как в поверочном расчете учитывается искривление, полученное стальной конструкцией в процессе эксплуатации?

7 Поверочные расчеты деревянных конструкций по результатам их обследования

Расчетное сопротивление древесины для поверочных расчетов эксплуатируемых деревянных конструкций по прочности определяется в соответствии со схемой, изображенной на рисунке 7.1.

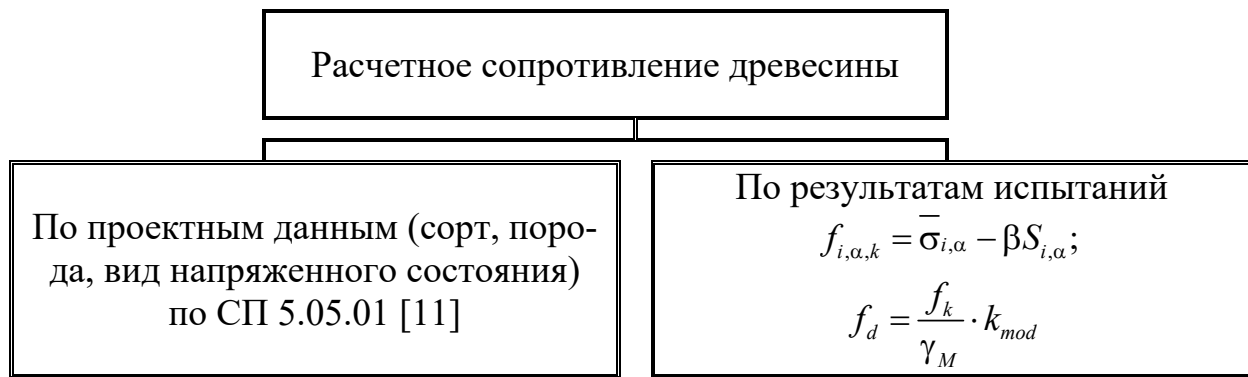


Рисунок 7.1 – Определение расчетного сопротивления древесины

Для деревянных конструкций особое внимание следует уделять проверке следующих предельных состояний несущей способности (ULS):

- потеря равновесия всей конструкции или ее части, рассматриваемой как жесткое тело (EQU);
- потеря несущей способности конструкции в результате нарушения целостности (STR);
- потеря несущей способности конструкции или ее элемента в результате потери устойчивости (STR);
- потеря несущей способности конструкции в результате недостаточного обеспечения фундаментом здания, необходимой для нее прочности и жесткости (GEO);
- потеря несущей способности конструкции в результате усталости материала (FAT).

При проверках соответствующих предельных состояний несущей способности следует применять сочетание воздействий путем использования метода частных коэффициентов с проверкой расчетного значения эффекта проектных воздействий, которое не должно превышать расчетное значение эквивалентного сопротивления.

Прочностные и упругие свойства материалов определяются их характеристическими значениями. Для древесины и древесных материалов характеристическим значением может быть значение 5-процентного квантиля или среднее значение. Значение 5-процентного квантиля применяют к показателям прочности, а среднее значение – как правило, к показателям жесткости (модулю упругости и модулю сдвига), за исключением случая, когда показатель жесткости используют для оценки прочности.

Характеристические значения свойств древесины и некоторых распространенных древесных материалов приведены в [11, раздел 6].

Расчетное значение характеристик прочности f_d следует определять по формуле

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \cdot k_{mod}, \quad (7.1)$$

где f_d – расчетное значение прочности древесины или материала на ее основе для рассматриваемого вида напряженного состояния;

f_k – характеристическое значение прочности древесины или материала на ее основе для рассматриваемого вида напряженного состояния; принимают по [11, раздел 6];

γ_M – частный коэффициент свойств материала или изделия; принимают по таблице 7.1 [11, таблица 5.6];

k_{mod} – коэффициент модификации (приведения), учитывающий изменение прочности древесины или материала на ее основе в зависимости от продолжительности действия нагрузки и условий эксплуатации; принимают по [11, таблица 5.4].

Таблица 7.1 – Значение частного коэффициента свойств материала γ_M для предельных состояний несущей способности для постоянных или переходных расчетных ситуаций [11, таблица 5.6]

Основной материал или соединения	γ_M
Пиломатериалы	1,3
Клееная древесина	1,25
LVL, фанера, ОСП	1,2
ДСП	1,3
ДВП твердые	1,3
ДВП средней плотности	1,3
ДВП, МДФ	1,3
ДВП мягкие	1,3
Соединения	1,3
Крепежные перфорированные металлические пластины	1,25

Расчетные значения сопротивлений в сечениях элементов деревянных конструкций, а также расчетные значения сопротивлений соединений или несущей способности R_d следует определять по формуле

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \cdot k_{mod}, \quad (7.2)$$

где R_k – характеристическое значение сопротивления элемента в рассматриваемом сечении или характеристическое значение сопротивления (несущей способности) соединения.

При определении расчетного значения сопротивления соединения по формуле (7.2), состоящего из двух деревянных элементов с различным поведением во времени k_{mod1} и k_{mod2} , коэффициент модификации k_{mod} соединения следует определять по формуле

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod1} k_{mod2}}, \quad (7.3)$$

где k_{mod} – общий коэффициент модификации (приведения) для соединения, состоящего из двух деревянных элементов с различным поведением во времени k_{mod1} и k_{mod2} ;

k_{mod1} и k_{mod2} – коэффициенты модификации (приведения) для материала элементов 1 и 2, числовые значения которых принимают по [9, таблица 5.4].

При определении расчетных значений сопротивления элемента, исходя из прочности материала, характеристические значения прочности, принимаемые по [11, раздел 6], должны быть умножены на значения соответствующих частных коэффициентов, учитывающих параметры поперечных сечений, объем материала рассчитываемого элемента, распределение усилий между элементами конструкции. Значения данных коэффициентов и их области применения приведены в [11, п. 5.6].

Для деревянных конструкций следует учитывать влияние на прочностные характеристики материала размеров поперечных сечений элементов, а также распределение усилий между элементами системы путем умножения характеристических значений прочности на коэффициенты k_h (учитывает высоту элемента) или k_l (учитывает длину элемента) и k_{sys} (учитывает распределение усилий между элементами системы) [11, п. 5.6].

Расчетные значения характеристик древесины, установленных по проектным данным или по результатам статистической обработки испытаний, приведенным к влажности 12 %, уточняются с использованием следующих параметров согласно [11]:

- влияние продолжительности действия нагрузки и влажности на свойства (прочность материала или сопротивление элемента в соединении) элемента или материала конструкции следует учитывать путем использования коэффициента модификации $k_{mod} = 0,20 \dots 1,10$. Значения коэффициента k_{mod} принимают по [11, таблица 5.4];

- коэффициент $k_{def} = 0,6 \dots 4,0$, учитывающий ползучесть материала или податливость соединения для соответствующего класса эксплуатации, принимают по [11, таблица 5.5 или формула (5.27)];

- значения модуля скольжения K_{ser} , Н/мм, для механических связей в соединениях элементов из древесины или элементов из древесины и плитных материалов на основе древесины определяют в зависимости от плотности материала ρ_m согласно [11, таблица 5.7].

Проверка элементов деревянных конструкций по предельным состояниям несущей способности выполняется согласно [11, раздел 7]. В общем случае проверка осуществляется по формуле

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}, \quad (7.4)$$

где N_{Ed} – расчетное значение усилия, действующего в элементе, обусловленного внешними воздействиями;

N_{Rd} – расчетное значение сопротивления элемента в наиболее нагруженном сечении.

Классы длительности действия нагрузок характеризуются воздействием постоянной нагрузки, действующей в определенный период времени при эксплуатации сооружения. Для переменного воздействия определяется соответ-

ствующий класс на основе оценки взаимодействия между типовой вариацией нагрузки и временем. Воздействия назначаются по одному из классов критерия длительности нагрузки, приведенных в варианте расчета на прочность и жесткость (таблица 7.2).

Таблица 7.2 – Классы длительности действия нагрузки

Класс длительности действия нагрузки	Совокупная длительность нормативной нагрузки	Пример нагрузки
Постоянная	Более чем 10 лет	Собственный вес
Длительная	6 мес. – 10 лет	Складирование и накопление материалов
Среднесрочная	1 нед. – 6 мес.	Полезная нагрузка, действующая на перекрытие; снег
Кратковременная	Менее чем 1 нед.	Снег, ветер
Мгновенная	–	Ветер и особая нагрузка

Сооружения подразделяются по одному из *классов эксплуатации*:

– класс эксплуатации 1 характеризуется содержанием влаги в материалах, соответствующей температуре 20 °С и относительной влажности окружающей атмосферы исключительно в случаях превышения 65 % в течение нескольких недель в год (при классе эксплуатации 1 среднее содержание влаги, как правило, в мягких породах древесины не должно превышать 12 %);

– класс эксплуатации 2 характеризуется содержанием влаги в материалах, соответствующей температуре 20 °С и относительной влажности окружающей атмосферы исключительно в случаях превышения 85 % в течение нескольких недель в год (при классе эксплуатации 2 среднее содержание влаги, как правило, в мягких породах древесины не должно превышать 20 %);

– класс эксплуатации 3 – климатические условия, ведущие к более высокому содержанию влаги, чем при классе эксплуатации 2.

Пример – Центральнo-растянутый нижний пояс квадратного поперечного сечения с размерами $b \times h = 150 \times 150$ мм деревянной фермы имеет два сквозных взаимно перпендикулярных отверстия квадратного поперечного сечения с размерами 30×30 мм, расположенные в разных поперечных сечениях на длине 200 мм (рисунок 7.2). Ферма эксплуатируется внутри неотапливаемого помещения при относительной влажности воздуха свыше 75 %. Выполнить проверку нормального сечения нижнего пояса по предельным состояниям несущей способности при действии длительной нагрузки $N_d = 100$ кН (с учетом собственного веса конструкций покрытия и снеговой нагрузки). Согласно проектным данным, деревянная ферма выполнена в заводских условиях, порода древесины – сосна, I сорт. Нормативное сопротивление древесины в результате статистической обработки испытаний при влажности 12 % с обеспеченностью $0,95 f_{0k} = 12$ МПа.

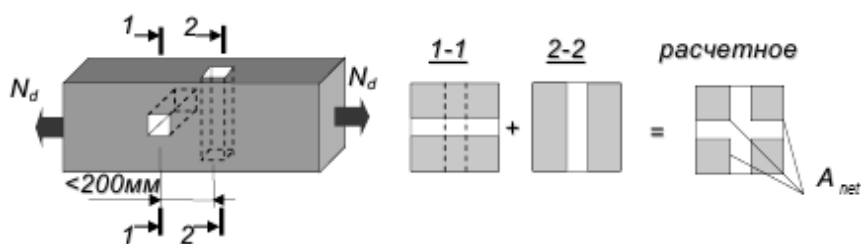


Рисунок 7.2 – Расчетное сечение элемента (к решению примера)

Решение

Согласно СП 5.05.01 [11, п. 7.1] при проверке центрально-растянутых элементов конструкций по предельным состояниям несущей способности должно соблюдаться условие (7.4), которое в данном случае принимает следующий вид:

$$N_{t,Ed} \leq N_{t,Rd}, \quad (7.5)$$

где $N_{t,Ed}$ – расчетное значение растягивающего усилия, действующего в элементе, обусловленного внешними воздействиями;

$N_{t,Rd}$ – расчетное значение сопротивления элемента растяжению вдоль волокон в наиболее нагруженном сечении деревянных конструкций по предельным состояниям несущей способности.

Принимаем, что элемент изготовлен из клееной древесины, класс эксплуатации 2.

Определяем расчетное значение прочности древесины или материала на ее основе при растяжении вдоль волокон f_{t0d} [9, формула (7.3)]:

$$f_{t0d} = \frac{f_{t0k} k_{mod} k_{sys} k_h}{\gamma_M} = \frac{12 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1}{1,25} = 6,78 \text{ МПа},$$

где f_{t0k} – характеристическое значение прочности древесины или материала на ее основе при растяжении вдоль волокон, которое может быть принято согласно [9, раздел 6]; принимаем согласно исходным данным $f_{t0k} = 12$ МПа;

k_{mod} – коэффициент модификации; принимаем для клееной древесины при классе эксплуатации 2 по [9, таблица 5.4] $k_{mod} = 0,7$;

k_{sys} – коэффициент, учитывающий перераспределение усилий в системе или материале; согласно [9, п. 5.6.3] принимаем $k_{sys} = 1$;

k_h – коэффициент, определяемый согласно [9, п. 5.6.2]; для растянутого элемента прямоугольного поперечного сечения из многослойной клееной древесины шириной $b = 150$ мм принимаем $k_h = 1$;

γ_M – частный коэффициент свойств материала или изделия; принимаем по таблице 7.1 [9, таблица 5.6] $\gamma_M = 1,25$.

Определяем площадь нетто A_{net} поперечного сечения элемента; при определении A_{net} ослабления, расположенные на участке длиной не более 200 мм, следует принимать совмещенными в одном сечении согласно [9, п. 7.1.1]. Учитывая,

что ослабления сечения расположены на участке длиной, не превышающей 200 мм, при расчете площади поперечного сечения элемента *netto* A_{net} , ослабления принимаются совмещенными в одном сечении. В этом случае получаем

$$A_{net} = 150 \cdot 150 - 30 \cdot 150 - 30 \cdot 120 = 14400 \text{ мм}^2.$$

Тогда расчетное значение сопротивления элемента растяжению вдоль волокон в наиболее нагруженном сечении [9, формула (7.2)]

$$N_{t,Rd} = f_{t0d} A_{net} = 6,78 \cdot 14400 = 97632 \text{ Н} \approx 97,6 \text{ кН}.$$

Проверяем условие (7.5):

$$N_{t,Ed} = 100 \text{ кН} > N_{t,Rd} = 97,6 \text{ кН},$$

следовательно, несущая способность элемента не обеспечена, требуется усиление.

Задачи для самостоятельного решения

Задача 1. Выполнить проверку несущей способности при кратковременной нагрузке $N_d = 150$ кН центрально-сжатого элемента фермы квадратного поперечного сечения с размерами $b \times h = 130 \times 130$ мм, $k_c = 0,538$. Ферма заводского изготовления из древесины ели II сорта (согласно проектным данным), эксплуатируется на открытом воздухе. При обследовании установлено, что сжатый элемент имеет ослабление поперечного сечения до 30 % его площади, не выходящее за кромку.

Задача 2. При действии длительной равномерно распределенной нагрузки при $M_d = 45$ кН·м, $M_k = 30$ кН·м выполнить проверку несущей способности и жесткости деревянной балки перекрытия с расчетным пролетом $l_{eff} = 5$ м прямоугольного поперечного сечения с размерами $b \times h = 200 \times 300$ мм, изготовленной из дуба, эксплуатируемой внутри отапливаемого помещения при температуре до 45 °С, относительной влажности воздуха свыше 75 %. В середине пролета балка имеет ослабление в виде сквозного круглого отверстия диаметром 50 мм в середине высоты сечения. Балка имеет по длине постоянное подкрепление сжатой кромки из плоскости изгиба в виде прикрепленного дощатого настила, исключаяющее потерю устойчивости из плоскости изгиба.

Контрольные вопросы

1 Как учитывается сортность древесины в поверочных расчетах эксплуатируемых деревянных конструкций?

2 Как в поверочном расчете учитываются дефекты деревянных конструкций, полученные в процессе эксплуатации?

Список литературы

- 1 **СН 1.04.01–2020.** Техническое состояние зданий и сооружений. – Введ. 23.03.2021 (взамен ТКП 45-1.04-305–2016). – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2021. – 73 с.
- 2 **ТКП 45-1.04-37–2008.** Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения. – Введ. 29.12.2008. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2008. – 42 с.
- 3 **СН 2.01.01–2019.** Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 08.07.2020 (взамен ТКП EN 1990–2011 (02250)). – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2020. – 90 с.
- 4 **СП 5.03.01–2020.** Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 16.09.2020 (с отменой СНиП 2.03.01–84 и СНБ 5.03.01–02). – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 245 с.
- 5 **Пособие П 1-98 к СНиП 2.03.01–84*.** Усиление железобетонных конструкций. – Введ. 01.05.1998. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 1998. – 190 с.
- 6 **СП 5.04.01–2021.** Стальные конструкции. – Введ. 01.10.2021 (с отменой СНиП П-23-81*). – Минск: Минстройархитектуры, 2021. – 153 с.
- 7 **П1-04 к СНиП П-23–81*.** Усиление стальных конструкций. – Введ. 01.07.2005. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2005. – 111 с.
- 8 **ТКП 45-5.04-274–2012.** Стальные конструкции. Правила расчета. – Введ. 01.06.2013. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2013. – 164 с.
- 9 **СП 5.02.01–2021.** Каменные и армокаменные конструкции. – Введ. 10.06.2021 (взамен ТКП 45-5.02-308–2017 (33020)). – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2021. – 123 с.
- 10 **СТБ 1376–2002.** Каменные и армокаменные конструкции. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, трещиностойкости и деформативности. – Введ. 01.07.2003. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2002. – 20 с.
- 11 **СП 5.05.01–2021.** Деревянные конструкции. – Введ. 01.61.2021 (взамен ТКП 45-5.05-146–2009). – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2021. – 115 с.
- 12 **ТКП 45-5.05-275–2012.** Деревянные конструкции. Правила расчета. – Введ. 01.06.2013. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2013. – 120 с.