

СРЕДНЕЕ ПРОФЕССИОНАЛЬНОЕ ОБРАЗОВАНИЕ

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В. И. Сетков
Е. П. Сербин



У Ч Е Б Н И К

УДК 624.0(07)
ББК 38.5я723
С 33

Рецензенты: преподаватель Кировского государственного колледжа строительства, экономики и права И.А. ЗАГУСТИНА; преподаватель Донского государственного колледжа строительства, экономики и предпринимательства Г.Б. ЗУБОВА

Сетков В.И., Сербин Е.П.

С 33 Строительные конструкции: Учебник. — 2-е изд., доп. и испр. — М.: ИНФРА-М, 2005. — 448 с. — (Среднее профессиональное образование).

ISBN 5-16-002406-9

В учебнике излагаются основы проектирования и расчета наиболее простых и широко распространенных в строительной практике несущих конструкций.

Издание рассчитано на студентов и преподавателей строительных колледжей и техникумов, а также других средних профессиональных учебных заведений, ведущих подготовку специалистов по строительным специальностям, и прежде всего по специальности «Строительство зданий и сооружений» (спец. 2902) со всеми ее специализациями базового уровня. Может представлять интерес для студентов высшей школы, где дисциплина «Строительные конструкции» имеется в учебных планах, но не является профилирующей. Может быть полезным для техников-строителей, занимающихся производственной деятельностью или проектным делом в области нового строительства или реконструкции в жилищно-коммунальном комплексе, и особенно в малом бизнесе.

УДК 624.0(07)
ББК 38.5я723

ISBN 5-16-002406-9

© В.И. Сетков, Е.П. Сербин, 2005

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	9
Введение	11
1. Общие положения	13
1.1. Классификация строительных конструкций	13
1.2. Материалы для строительных конструкций и рекомендации по их применению	15
1.3. Требования к строительным конструкциям и общие принципы их проектирования	19
1.4. Достижения в области строительных конструкций и перспективы их развития	20
2. Основы расчета строительных конструкций и оснований (по предельным состояниям)	24
2.1. Понятие о предельных состояниях строительных конструкций	24
2.2. Понятие о расчете строительных конструкций по предельным состояниям	25
2.2.1. Понятие о расчете по предельным состояниям первой группы	27
2.2.2. Понятие о расчете по предельным состояниям второй группы	28
2.2.3. Нормативные и расчетные значения сопротивлений материалов и нагрузок	29
2.3. Работа материалов для несущих конструкций под нагрузкой и их расчетные характеристики	31
2.3.1. Сталь	32
2.3.2. Древесина	37
2.3.3. Железобетон	40
2.3.4. Каменная кладка	45
Примеры	47
Задачи для самостоятельной работы	49
3. Нагрузки и воздействия	50
3.1. Классификация нагрузок, действующих на строительные конструкции	52
3.1.1. Постоянные нагрузки	52
3.1.2. Временные нагрузки	52

3.2. Нормативные нагрузки	53
3.2.1. Нормативные постоянные нагрузки	53
3.2.2. Нормативные временные нагрузки	54
3.3. Расчетные нагрузки	54
3.3.1. Расчетные постоянные нагрузки	55
3.3.2. Расчетные временные нагрузки	55
3.4. Сочетания нагрузок	56
3.5. Единицы измерения, используемые при расчете строительных конструкций	56
<i>Примеры и некоторые указания по сбору нагрузок</i>	57
<i>Задачи для самостоятельной работы</i>	64
4. Конструктивная и расчетная схемы	65
4.1. Балки	65
4.1.1. Конструктивная и расчетная схемы простой балки	65
4.1.2. Конструктивная и расчетная схемы консоли (консольной балки)	74
4.2. Колонны: конструктивные и расчетные схемы	76
<i>Примеры построения расчетных схем</i>	82
<i>Задачи для самостоятельной работы</i>	83
5. Основы расчета строительных конструкций, работающих на сжатие	85
5.1. Расчет колонн. Общие положения	85
5.1.1. Работа центрально-сжатых колонн под нагрузкой и предпосылки для расчета по несущей способности	86
5.1.2. Расчет центрально-сжатых колонн (стоек). Общие подходы	87
5.1.3. Понятие о расчете внецентренно сжатых колонн	93
5.2. Расчет стальных колонн	94
5.2.1. Область распространения и простейшие конструкции стальных колонн	94
5.2.2. Особенности работы стальных колонн под нагрузкой и предпосылки для расчета	96
5.2.3. Расчет центрально-сжатых стальных колонн сплошного сечения	97
5.2.4. Правила конструирования центрально- сжатых стальных колонн	101
5.2.5. Понятие о расчете сквозных центрально- сжатых колонн	105
5.3. Расчет деревянных стоек	107
5.3.1. Область распространения деревянных стоек и их простейшие конструкции	107
5.3.2. Особенности работы деревянных стоек под нагрузкой и предпосылки для расчета	108

5.3.3. Расчет деревянных стоек цельного сечения	109
5.3.4. Правила конструирования деревянных стоек и узлов	112
5.3.5. Понятие о расчете деревянных стоек составного сечения	112
5.4. Расчет железобетонных колонн	113
5.4.1. Область распространения и простейшие конструкции железобетонных колонн	114
5.4.2. Характер потери несущей способности железобетонной колонны и предпосылки для расчета	116
5.4.3. Расчет сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом	117
5.4.4. Правила конструирования железобетонных колонн	123
5.4.5. Понятие о расчете внецентренно сжатых железобетонных колонн	126
5.5. Расчет кирпичных (каменных) столбов и стен	127
5.5.1. Область распространения и простейшие конструкции кирпичных столбов	127
5.5.2. Особенности работы кирпичных столбов под нагрузкой и предпосылки для расчета	129
5.5.3. Расчет центрально-сжатых столбов из неармированной кладки	130
5.5.4. Некоторые правила конструирования неармированных столбов	134
5.5.5. Расчет центрально-сжатых кирпичных столбов, армированных при помощи сеток (сетчатое армирование)	135
5.5.6. Некоторые правила конструирования кирпичных (каменных) столбов с сетчатым армированием	139
5.5.7. Внецентренно сжатые столбы. Понятие о расчете	140
5.5.8. Расчет кирпичных стен зданий с жесткой конструктивной схемой	141
5.5.9. Каменная кладка, выполняемая в зимнее время	146
5.5.10. Усиление кирпичных столбов и простенков	148
<i>Примеры расчета колонн</i>	149
<i>Задачи для самостоятельной работы</i>	159
6. Растянутые элементы	162
6.1. Общие положения	162
6.2. Стальные центрально-растянутые элементы	162
6.3. Деревянные центрально-растянутые элементы	165
<i>Примеры расчета центрально-растянутых элементов</i>	167

Задачи для самостоятельной работы	169
7. Основы расчета строительных конструкций, работающих на изгиб	171
7.1. Общие положения	171
7.1.1. Работа простых балок под нагрузкой и предпосылки для расчета по несущей способности	171
7.1.2. Расчет по деформациям балок из упругих материалов	176
7.2. Расчет стальных балок	181
7.2.1. Область распространения и простейшие конструкции сплошных стальных балок	182
7.2.2. Особенности работы стальных балок под нагрузкой и предпосылки для расчета	184
7.2.3. Расчет стальных балок сплошного сечения	186
7.2.4. Узлы и детали стальных балок	191
7.2.5. Понятие о расчете составных сварных балок	192
7.3. Расчет деревянных балок	194
7.3.1. Область распространения и простейшие конструкции деревянных балок	194
7.3.2. Особенности работы деревянных балок под нагрузкой и предпосылки для расчета	197
7.3.3. Расчет деревянных балок цельного сечения	199
7.3.4. Некоторые правила конструирования деревянных балок	202
7.4. Расчет железобетонных балок и плит	204
7.4.1. Область распространения и простейшие конструкции железобетонных балок	204
7.4.2. Особенности работы железобетонных балок под нагрузкой и предпосылки для расчета	206
7.4.3. Расчет железобетонных балок прямоугольного сечения с одиночным армированием по прочности нормального сечения	208
7.4.4. Вывод уравнений прочности нормального сечения изгибаемого прямоугольного элемента с одиночным армированием	211
7.4.5. Понятие о прочности нормального сечения балок с двойной арматурой	217
7.4.6. Расчет прочности нормального сечения изгибаемых элементов таврового сечения с одиночным армированием	218
7.4.7. Некоторые правила конструирования железобетонных балок без предварительного напряжения арматуры	225

7.4.8. Расчет железобетонных плит по нормальному сечению	228
7.4.9. Расчет прочности наклонных сечений железобетонных изгибаемых элементов	237
7.4.10. Предварительно нарыженные железобетонные конструкции	243
7.4.11. Понятие о расчете сборных железобетонных конструкций на монтажные и транспортные нагрузки ..	256
7.4.12. Расчет изгибаемых железобетонных элементов по второй группе предельных состояний	258
Примеры расчета изгибаемых элементов	263
Задачи для самостоятельной работы	292
8. Расчет и конструирование соединений строительных конструкций	297
8.1. Соединения стальных элементов	297
8.1.1. Соединения на сварке	297
8.1.2. Болтовые соединения	304
8.2. Соединения деревянных конструкций	310
8.2.1. Соединения на клеях	310
8.2.2. Нагельные соединения	312
8.2.3. Соединения на врубках	313
8.3. Соединения сборных железобетонных элементов	315
Примеры расчета соединений	318
Задачи для самостоятельной работы	325
9. Стропильные фермы	328
9.1. Простейшие стропильные фермы	329
9.1.1. Общие сведения	329
9.1.2. Стальные фермы: область распространения и простейшие конструкции	331
9.1.3. Деревянные и металлодеревянные фермы: область распространения и простейшие конструкции	332
9.1.4. Железобетонные фермы: область распространения и конструкции	337
9.2. Расчет и конструирование ферм	337
9.2.1. Общий порядок расчета ферм	337
9.2.2. Особенности расчета стальных ферм	339
9.2.3. Особенности конструирования стержней стальных ферм	341
9.2.4. Особенности конструирования деревянных ферм	343
Примеры расчета стержней стальных ферм	344
10. Рамы и арки	348
10.1. Рамы	348
10.1.1. Общие положения	348

10.1.2. Простейшие конструкции рам и каркасов	349
10.1.3. Стальные рамы	349
10.1.4. Деревянные рамы	350
10.1.5. Железобетонные рамы	350
10.2. Арки	354
10.2.1. Общие положения	354
10.2.2. Понятие о расчете арок	356
11. Основания	359
11.1. Естественные основания	361
11.1.1. Некоторые физические характеристики грунтов	361
11.1.2. Механические характеристики дисперсных грунтов	365
11.1.3. Расчетные сопротивления грунта	368
11.1.4. Расчет осадок оснований	373
11.1.5. Понятие о расчете скальных оснований	378
11.2. Искусственные основания	379
11.2.1. Замена слабых грунтов	379
11.2.2. Поверхностное уплотнение грунта	380
11.2.3. Глубинное уплотнение	381
11.2.4. Закрепление грунтов	381
<i>Примеры расчета</i>	<i>385</i>
12. Фундаменты	388
12.1. Фундаменты неглубокого заложения	388
12.1.1. Общие положения	388
12.1.2. Глубина заложения фундамента	388
12.1.3. Определение размеров подошвы фундаментов, выполняемых на дисперсных грунтах (расчет по грунту)	392
12.1.4. Расчет фундаментов по материалу	394
12.2. Свайные фундаменты	401
12.2.1. Общие положения	401
12.2.2. Классификация свай	401
12.2.3. Расчет свайных фундаментов	405
<i>Примеры расчета фундаментов</i>	<i>414</i>
<i>Задачи для самостоятельной работы</i>	<i>428</i>
Приложения	431
Литература	447

ПРЕДИСЛОВИЕ

Предпосылки для написания такого учебника следующие. Во-первых, учебники по строительным конструкциям для средних специальных заведений не издавались уже более 10 лет. За это время изменились требования строительных норм и правил, во многом другими стали и сами конструкции и применяющиеся для них материалы. Во-вторых, за последние годы объем учебного курса «Строительные конструкции» в техникумах и колледжах значительно сократился, из учебных планов исключен курсовой проект. В Государственном образовательном стандарте СПО заложены новые подходы к объему и глубине изложения учебного материала по этой дисциплине.

По мнению авторов, настоящий учебник во многом отличается от существующих как по содержанию, так и по построению. Действующие учебники по строительным конструкциям для средних профессиональных учебных заведений строительного направления написаны по аналогии с вузовскими учебниками, где традиционно выделяется пять частей в зависимости от используемых материалов: металлические конструкции, железобетонные и бетонные конструкции, деревянные и конструкции из пластмасс, каменные и армокаменные конструкции и, наконец, несколько обособленно — основания и фундаменты. Ранее издававшиеся учебники для техникумов и колледжей в основном копируют аналогичные учебники для высшей школы, которые, как правило, представляют отдельные книги по каждому из перечисленных материалов и написаны разными авторами или авторскими коллективами — специалистами в той или иной области, что оправдано для студентов университетов и академий.

В предлагаемом учебнике авторами сделана попытка рассмотреть строительные конструкции в первую очередь не в зависимости от материала, а в зависимости от статической схемы работы: сжатые, изгибаемые, стержневые и т.д. Здесь сначала указывается на общие для всех конструкций подходы к расчету на базе тео-

рии сопротивления материалов, а затем уже материал рассматривается как частное проявление тех или иных свойств конструкций. Более того, авторы поставили в качестве основной цели объединить учебный материал в одной книге, что вполне оправдано и имеет ряд преимуществ. С одной стороны, из учебника исключены некоторые теоретические подходы и расчеты сложных инженерных сооружений, которые были заимствованы из вузовских учебников и являлись «избыточной» информацией при изучении базового курса студентами среднего специального учебного заведения. С другой стороны, исключено дублирование тех или иных сведений (например, темы «Нагрузки и воздействия», «Расчет по предельным состояниям» и др.), которые в прежних изданиях повторяются в каждой из книг.

Таким образом, предлагаемый учебник ориентирован на конкретного адресата — будущего техника-строителя базового уровня.

ВВЕДЕНИЕ

«Строительные конструкции» как учебная дисциплина специального цикла в соответствии с Государственным образовательным стандартом среднего профессионального образования *в качестве основной своей цели имеет обучение студентов* указанного уровня *основам расчета и проектирования конструкций, оснований и фундаментов*, с которыми наиболее часто приходится иметь дело в строительной практике.

Учебник адресован техникам-строителям базового уровня, поэтому речь пойдет о наиболее простых и в то же время широко распространенных строительных конструкциях, используемых в зданиях и сооружениях.

Дисциплина «Строительные конструкции», как и другие, опирается на данные многих учебных дисциплин, но теснее всего связана с такими, как «Техническая механика», «Строительные материалы» и «Архитектура зданий».

«Техническая механика», и прежде всего «Сопротивление материалов» как ее часть, является элементарной теорией о прочности, она ближе всего к «Строительным конструкциям» с точки зрения главной цели — выполнения расчета для обеспечения надежной работы отдельных конструкций и сооружений в целом. Основное же отличие заключается в том, что в «Сопротивлении материалов» рассматриваются абсолютно упругие и однородные материалы, а в «Строительных конструкциях» — и неоднородные (например, железобетон), и необязательно абсолютно упругие (бетон, кирпич).

«Строительные материалы» как учебная дисциплина рассматривает физико-механические свойства материалов с помощью лабораторных и других испытаний. «Строительные конструкции», прежде всего, интересуют прочностные характеристики строительных материалов и базирующиеся на этой основе расчетные формулы.

«Архитектура зданий» занимается основами архитектурно-строительного проектирования, конструктивными элементами

зданий и способами их соединений, не вникая глубоко в вопросы обеспечения их прочности, которые являются главной задачей дисциплины «Строительные конструкции».

Строительные конструкции также тесно связаны с такими дисциплинами как «Экономика» и «Технология строительного производства». Первая решает вопросы экономичности и целесообразности при проектировании конструкций, а вторая — удобства их изготовления, монтажа и транспортирования.

Современные расчеты немыслимы без использования ЭВМ, особенно при выполнении расчетов сложных конструкций и сооружений. Выполнение расчетов простейших конструкций «вручную» в учебных целях необходимо для развития инженерного мышления, осознанной и обоснованной оценки их надежности в работе. По ряду причин авторы не приводят в этой книге расчетов с помощью ЭВМ.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Классификация строительных конструкций

Строительные конструкции очень разнообразны по своему назначению и применению. Тем не менее их можно объединить по некоторым признакам общности тех или иных свойств, т.е. проклассифицировать, уточнив при этом некоторые понятия. Возможны различные подходы к классификации конструкций.

Имея в качестве основной конечной цели учебника расчет конструкций, целесообразнее всего проклассифицировать их по следующим признакам:

1) *по геометрическому признаку* конструкции принято разделять на массивы, брусья, плиты, оболочки (рис. 1.1) и стержневые системы (рис. 1.3):

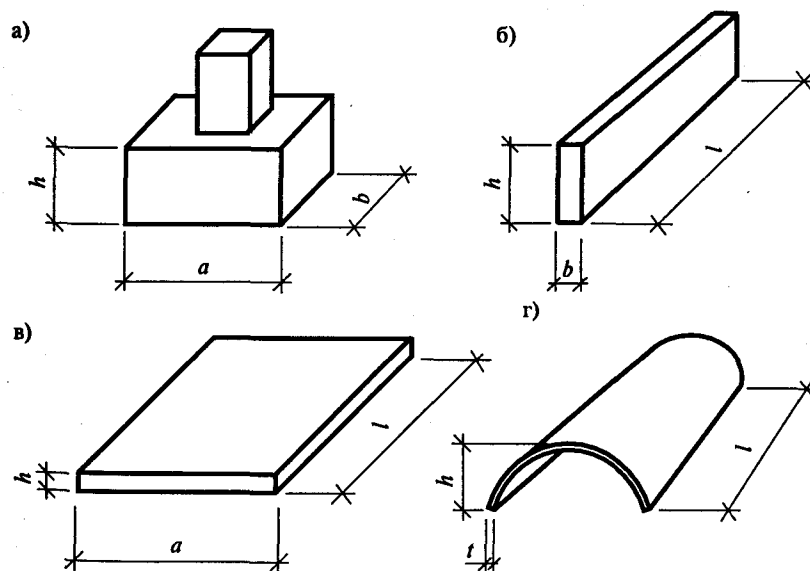


Рис. 1.1. Классификация конструкций по геометрическому признаку:
а) массив; б) брус; в) плита; г) оболочка

- **массив** — конструкция, в которой все размеры одного порядка, например у фундамента размеры могут быть такими: $a = 1,8$ м; $b = 1,2$ м; $h = 1,5$ м. Размеры могут быть и другими, но порядок их один — метры;

- **брус** — элемент, в котором два размера во много раз меньше третьего, т.е. они разного порядка: $b \ll l$, $h \ll l$. Например, у железобетонной балки они могут быть такими: $b = 20$ см, $h = 40$ см, а $l = 600$ см, т.е. они могут отличаться друг от друга на целый порядок (в 10 и более раз).

Брус с ломаной осью принято называть простейшей рамой, а с криволинейной осью — аркой (рис. 1.2, а, б);

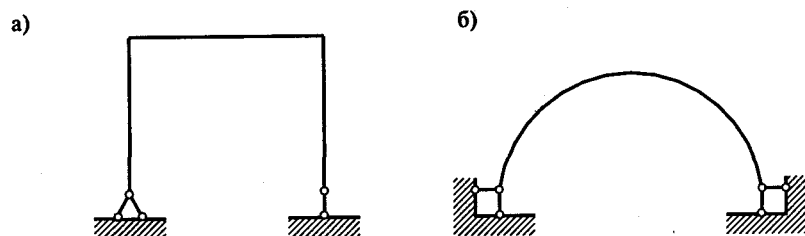


Рис. 1.2. Разновидности брусьев: а) рама; б) арка

- **плита** — элемент, в котором один размер во много раз меньше двух других: $h \ll a$, $h \ll l$. В качестве примера можно привести ребристую железобетонную плиту (точнее, поле плиты), у которой толщина собственно плиты h может быть 3–4 см, а длина и ширина порядка 150 см. Плита является частным случаем более общего понятия — оболочки, которая в отличие от плиты имеет криволинейное очертание (рис. 1.1, з). Рассмотрение оболочек выходит за рамки нашего курса;

- **стержневые системы** представляют собой геометрически неизменяемые системы стержней, соединенных между собой шарнирно или жестко. К ним относятся строительные фермы (балочные или консольные) (рис. 1.3).

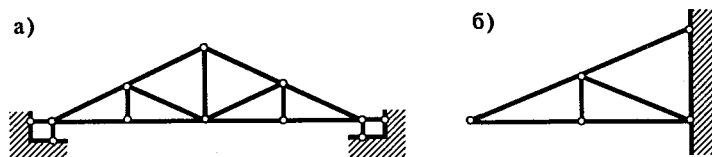


Рис. 1.3. Примеры простейших стержневых систем: а) балочная ферма; б) консольная ферма

Размеры во всех примерах приведены в качестве ориентира и не исключают их многообразия. Есть случаи, когда трудно отнести конструкцию к тому или иному виду по этому признаку. В рамках данного учебника все конструкции вполне вписываются в приведенную классификацию;

2) **с точки зрения статики** конструкции делятся на *статически определимые* и *статически неопределимые*. К первым относятся системы (конструкции), усилия или напряжения в которых могут быть определены только из уравнений статики (уравнений равновесия), ко вторым — такие, для которых одних уравнений статики недостаточно. В настоящем учебнике преимущественно рассматриваются статически определимые конструкции;

3) **по используемым материалам** конструкции делятся на *стальные*, *деревянные*, *железобетонные*, *бетонные*, *каменные* (кирпичные);

4) **с точки зрения напряженно-деформированного состояния**, т.е. возникающих в конструкциях внутренних усилий, напряжений и деформаций под действием внешней нагрузки, условно можно поделить их на три группы: *простейшие*, *простые* и *сложные* (табл. 1.1). Такое разделение не является общепринятым, но позволяет привести в систему характеристики видов напряженно-деформированных состояний конструкций, которые широко распространены в строительной практике и будут рассмотрены в учебнике. В представленной таблице трудно отразить все тонкости и особенности указанных состояний, но она дает возможность сравнить и оценить их в целом. Подробнее о стадиях напряженно-деформированных состояний будет сказано в соответствующих главах.

1.2. Материалы для строительных конструкций и рекомендации по их применению

Строительная практика имеет дело с большой номенклатурой строительных материалов, как конструкционных, так и теплоизоляционных и отделочных. Как уже говорилось выше, наиболее распространены в качестве конструкционных материалов, т.е. применяются для несущих конструкций, сталь, железобетон, древесина и кирпич (камень). Не останавливаясь на особенностях работы различных материалов под нагрузкой и влиянии на них условий эксплуатации, на различии их химичес-

Таблица 1.1

Виды напряженно-деформированных состояний и их характеристики

Вид НДС	№ п/п	Название НДС	Нагрузка	Деформация	Усилия				Напряжения	
					N	M	Q	G	Нормальные	Касательные
Простейшие	1	Осевое сжатие				-	-	-		-
	2	Осевое растяжение				-	-	-		-
	3	Сдвиг			-	-	-		-	
Простые	4	Поперечный изгиб						-		
	5	Продольный изгиб					-	-	Комбинация 1 + 4	
Сложные	6	Внецентрированное сжатие					-	-	Комбинация 1 + 4	
	7	Продольный изгиб с поперечным					-	-	Комбинация 4 + 5	

кого состава, структуры и т.п., дадим некоторые рекомендации по их использованию.

Материалы для проектируемых конструкций принимаются с учетом рекомендаций строительных норм и правил (СНиП). Строительные нормы и правила, по которым производится расчет строительных конструкций, состоят из нескольких глав в соответствии с рассматриваемым материалом:

- СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»;
- СНиП II-24-74 «Алюминиевые конструкции»;
- СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции»;
- СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции»;
- СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции».

Выбор материалов для несущих конструкций зависит от многих условий: капитальности, долговечности, экономичности и т.д. При этом нет необходимости каждый раз выполнять сравнения вариантов и экономические обоснования, потому что в строительной практике за определенными видами конструкций давно закрепились соответствующие материалы. Более того, некоторые материалы не только нецелесообразно, но и невозможно использовать для ряда конструкций. Например, сталь, железобетон, древесину можно использовать для сжатых и изгибаемых конструкций (колонны и балки), а камень (кирпич) широко используется для столбов, но практически не используется в качестве изгибаемых конструкций. Далеко не все материалы можно применять для растянутых элементов и т.д.

Изучением физико-механических свойств, химического состава строительных материалов, их поведением в лабораторных и естественных условиях занимается ряд дисциплин. Поэтому многие сведения о строительных материалах, которые рассматриваются в других учебных предметах, здесь опущены, но сделан упор на вопросах обеспечения надежности материалов и конструкций при их работе под нагрузкой.

Сталь широко используется для строительства большепролетных и высотных зданий и сооружений ($L > 24$ м, $H > 10$ м), а также при тяжелых и подвижных нагрузках в промышленных цехах, где трудно найти ей замену. Она имеет широкое распространение и в небольших зданиях, особенно в тех случаях, когда ставится цель уменьшить вес конструкций или подчеркнуть их архитектурную выразительность.

В металлических конструкциях применяются: прокатная сталь — более 95%, отливки из стали и серого чугуна — менее 1%, алюминиевые сплавы — менее 5%. Исходя из этого в учебнике будут рассмотрены главным образом конструкции, выполняемые

из стальных прокатных профилей. Сортамент прокатной стали весьма обширен, поэтому ограничимся рассмотрением сечений, состоящих из стальных равнополочных уголков, двутавровых балок (обычных и широкополочных), швеллеров.

Существующие строительные нормы «Стальные конструкции» предусматривают применение тринадцати сталей — от С235 до С590. В рамках нашего курса мы будем иметь дело со сталями, наиболее распространенными в простых инженерных сооружениях: С235, С245, С275, С345.

Железобетон, в особенности сборный, в отечественной строительной практике имеет широкое распространение, применяется наравне со сталью, за исключением тех областей, где его использование нецелесообразно или невозможно.

Исходными материалами для железобетона являются бетон и арматура. Действующие строительные нормы «Бетонные и железобетонные конструкции» разрешают применение девятнадцати классов бетона, семи классов стержневой арматуры и пяти — проволочной. Для обычных, ненапрягаемых железобетонных конструкций наиболее часто используются бетоны В15, В20, В25, В30; стержневая арматура А-III, А-II, А-I; проволочная арматура Вр-I.

Кирпич (камень) имеет преимущества перед другими материалами потому, что является одновременно несущим, теплоизоляционным и отделочным материалом и в то же время удовлетворяет требованиям пожарной безопасности, капитальности и простоты возведения.

Строительные нормы «Каменные и армокаменные конструкции» рекомендуют применение девятнадцати марок кирпича, бетонных и природных камней марок от 4 до 1000 и восьми марок раствора — от 4 до 200. В большинстве зданий и сооружений используются марки кирпича 50, 75, 100, 125, и раствора — 50, 75, 100.

Древесина является одним из древнейших строительных материалов, имеет ряд ценных свойств: простота заготовки и обработки, высокие теплотехнические свойства, высокая стойкость к большинству видов химической агрессии, возможность склеивания маломерных досок и фанеры. Древесина и изделия из нее имеют сравнительно высокие прочностные показатели при небольшом весе.

Строительные нормы «Деревянные конструкции» предусматривают применение самых разных пород древесины в качестве несущих конструкций и их частей (береза, акация, сосна, лиственница и др.). В условиях нашей страны чаще всего для этих целей применяют сосну, ель, лиственницу.

1.3. Требования к строительным конструкциям и общие принципы их проектирования

Все строения можно поделить на здания и сооружения. Здания, в свою очередь, подразделяются на гражданские (жилые и общественные) и производственные (промышленные и сельскохозяйственные). К сооружениям относят инженерные постройки (объекты), предназначенные для выполнения каких-либо технических задач. Требования к зданиям и сооружениям, как и сами они, изучаются в курсе «Архитектурные конструкции». К таким требованиям относятся: *функциональные, технические, архитектурно-художественные, экономические, природоохранные* и др.

В курсе «Строительные конструкции» рассматривают главным образом несущие конструкции зданий и сооружений, которые воспринимают силовые и другие воздействия и передают их на нижележащие конструкции, затем на фундаменты и, наконец, на грунт. Несущие конструкции должны отвечать требованиям, предъявляемым к самим зданиям и сооружениям в отношении *долговечности, огнестойкости, индустриальности, унификации* и др.

Не останавливаясь на подробном описании всех предъявляемых к конструкциям требований, которые являются предметом изучения других дисциплин, ограничимся рассмотрением такого свойства, как *надежность*, т.е. способность конструкции сохранять свои эксплуатационные качества в течение всего срока службы сооружения, а также в период ее транспортирования с заводов на строительную площадку и в момент монтажа. С точки зрения изучаемой дисциплины главным показателем надежности несущей конструкции является *безопасная* (безаварийная) ее *работа под действием внешних нагрузок* и различных воздействий, возникающих при эксплуатации (температурных, коррозионных, сейсмических и др.). С понятиями надежности и безопасной работы конструкций тесно связаны такие более частные проявления этих свойств, как *прочность, жесткость и устойчивость*, которые относятся как к зданиям и сооружениям в целом, так и к отдельно взятым несущим конструкциям. Для того чтобы обеспечить прочность, жесткость и устойчивость зданий и их конструкций, выполняются соответствующие расчеты, позволяющие назначить материалы, размеры и формы конструкций и выполнить их соединения такими, чтобы они были надежными и долговечными.

Понятие *прочности* не однозначно, но если охватить самое существенное, то ее можно определить как *неразрушаемость* конструкции в течение всего периода ее эксплуатации (подробнее см. в главе 2.1).

Когда говорят о *жесткости* конструкции, прежде всего имеют в виду *сопротивляемость деформациям*, например прогибам или поворотам сечения. Такие деформации происходят в направлении действия нагрузок. Если они превосходят какие-то значения, установленные нормами, то говорят о недостаточной жесткости или чрезмерной гибкости.

Устойчивость — это *сохранение формы* конструкции. Так, в случае потери устойчивости конструкция, которая до приложения нагрузки имела одну форму, например прямолинейную, после приложения нагрузки принимает другую — криволинейную. Деформации, возникающие при потере устойчивости, в отличие от изгиба, как правило, не совпадают с плоскостью действия нагрузок (подробнее см. в главе 2.2).

Здесь говорилось о возможной потере устойчивости и деформациях, возникающих в простых конструкциях; потеря устойчивости здания или недостаточная его жесткость в целом описываются более сложно.

Обеспечение безопасной работы конструкций является главной, но не единственной задачей расчетов; их целью является также проектирование конструкций, отвечающих требованиям экономичности, складывающейся из стоимости конструкции при изготовлении, трудоемкости ее возведения или монтажа, а также расходов на содержание в период эксплуатации. Поэтому развитие строительной науки и отражающие современный научный уровень строительные нормы и правила проектирования конструкций и зданий направлены на изыскание дальнейших резервов экономии.

1.4. Достижения в области строительных конструкций и перспективы их развития

Уровень развития строительных конструкций определяется, с одной стороны, потребностями общества, а с другой — возможностями технической базы, строительной науки и практики.

Капитальное строительство, реконструкция и ремонт зданий и сооружений составляют одну из крупнейших отраслей экономики, в которой заняты миллионы людей. Строительство уже давно

перестало быть сезонным и ведется независимо от климатических и погодных условий. Благодаря развитой сети домостроительных комбинатов и заводов по изготовлению стальных, железобетонных, деревянных и других конструкций в последнее время значительно увеличилась их номенклатура и улучшилось качество. Говоря о перспективах развития строительных конструкций, укажем на следующие.

В области теории расчета строительных конструкций идет дальнейшее уточнение их действительной работы, т.е. создаются такие расчетные схемы, которые наиболее точно отвечают реальным условиям работы, таких методов расчета, которые рассматривают сооружения не по элементам (колонны, балки и т.д.), а в целом, как единую систему. В решении этих задач огромная роль принадлежит внедрению ЭВМ.

В области строительных материалов, строительной индустрии и проектирования ведутся исследования по созданию материалов повышенной прочности, легких конструкционных материалов, которые вместе с тем являются надежными и долговечными. В практику внедряются новые виды *сталей*, в том числе *арматурных*, высокопрочные *бетоны*, *кирпичи* и *камни*, имеющие не только более высокое качество, но и отличающиеся высокой прочностью и улучшенными теплотехническими свойствами, новые способы обработки *древесины*, повышающие ее долговечность. Одной из главных задач строительной науки является создание таких строительных материалов, которые приводят к снижению материалоемкости конструкций, т.е. снижению их веса за счет повышения прочностных свойств материалов.

В области металлических конструкций все более широко используются высокопрочные стали, которые в несколько раз прочнее обычных малоуглеродистых, что приводит к значительному снижению веса конструкций и зданий в целом. Снижение материалоемкости стальных конструкций осуществляется не только за счет повышения прочности сталей, но и за счет внедрения более рациональных и эффективных конструктивных форм и сечений (применение прокатных широкополочных и сварных профилей, предварительно напряженных и биметаллических балок, пространственных и висячих конструкций и др.). В ряде случаев алюминиевые конструкции имеют преимущества перед стальными благодаря более легкому весу и прекрасной работе при низких температурах, что зачастую делает их незаменимыми в районах Крайнего Севера и высокогорных районах.

В области деревянных конструкций отдается предпочтение клееным конструкциям, которые позволяют формировать сложное

сечение и форму. Так, например, клееными деревянными арочными конструкциями возможно перекрывать пролеты до 100 и более метров. В большепролетных сооружениях, например зрелищных, деревянные конструкции благодаря малому весу способны конкурировать с металлическими и железобетонными конструкциями. Деревянные конструкции не имеют себе равных при сооружении складов для хранения агрессивных материалов.

В области железобетонных конструкций идет поиск резервов по снижению веса конструкций за счет увеличения прочностных и улучшения других свойств бетонов и арматуры. Уже в ближайшее время применение бетонов класса В70 и более станет обычным явлением. Высокопрочные бетоны достигают прочности чугуна, а некоторые пластобетоны с использованием полимеров в лабораторных условиях достигают прочности обычных сталей. Все шире входят в практику конструкции из армоцементов, а также легких бетонов. Массивные железобетонные конструкции будут изготавливаться полыми за счет установки в них толстостенных картонных труб. Для некоторых конструкций внедряются новые эффективные виды арматуры, в том числе неметаллической (из стекловолокна). Все разнообразнее становятся предварительно напряженные конструкции, например изготавливаемые на самонапрягающихся бетонах. Совершенствуется монолитное домостроение, особенно эффективное при возведении высотных зданий.

Использование конструкционных материалов с новыми свойствами в сочетании с современными инженерными решениями и технологиями дает толчок к созданию уникальных сооружений. Так, существуют проекты железобетонной башни высотой 2 км, железобетонного моста через Берингов пролив длиной 32 км на двух опорах.

Каменные и армокаменные конструкции имеют строго очерченную область применения — мало- и среднеэтажное строительство. Вопросы энергосбережения, особенно остро вставшие в последнее время, привели к разработке конструкций и широкому применению многослойных наружных кирпичных стен с включением в них эффективных теплоизоляционных материалов. Здесь нет каких-либо технологических прорывов, как в области других строительных материалов, но есть своя завоеванная ниша, где использование других строительных материалов нецелесообразно.

В области фундаментостроения стоят задачи по совершенствованию методов расчета оснований и фундаментов. Существующая модель основания и вытекающие из нее расчетные формулы исходят из предпосылки, что основание является сплошным телом. Современная наука в области механики грунтов рассматривает

грунты как дисперсные, состоящие из отдельных частиц, т.е. как несплошную среду, что в большей степени соответствует реальному грунту. Как следствие меняются расчетные формулы для расчета оснований. В области практических исследований грунтов создается более совершенное оборудование, позволяющее точнее и быстрее оценить их прочностные и деформационные свойства в полевых условиях.

Наряду с новыми взглядами на основания продолжают совершенствоваться методики расчета и конструкции фундаментов. Как и для других конструкций, основными задачами в фундаментостроении являются снижение материалоемкости и простота возведения фундаментов. Например, ведутся исследования по армированию фундаментов не традиционными сварными арматурными сетками и каркасами, а мелко нарезанной стальной проволокой или обрезками пропиленовых волокон, добавляемых в бетонную смесь в процессе ее перемешивания, что придает армобетону более однородные механические свойства.

В практику строительства внедряются конструкции, которые не вписываются в существующую классификацию, — это мягкие оболочки. Тентовые и надувные (каркасные и бескаркасные) оболочки уже используются для промышленных зданий, складов и гаражей, и, если будет решена проблема долговечности тканей для них, они найдут широкое распространение.

2. ОСНОВЫ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ОСНОВАНИЙ (ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ)

При проектировании, которое включает в себя расчет и конструирование строительных конструкций, необходимо соблюдать требования СНиПов. *Требования строительных норм направлены на обеспечение необходимой надежности в работе как здания (сооружения) в целом, так и его отдельных элементов (конструкций), их соединений, а также оснований.* При этом здания и сооружения должны отвечать требованиям долговечности и капитальности.

Существующие строительные нормы предписывают вести расчет строительных конструкций на силовые воздействия по методу предельных состояний.

2.1. Понятие о предельных состояниях строительных конструкций

Предельными называются такие состояния для здания, сооружения, а также основания или отдельных конструкций, при которых они перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям, а также требованиям, заданным при их возведении. Далее везде по тексту в целях его сокращения будет говориться только о конструкциях и зданиях, имея при этом в виду и сооружения, и основания, и соединения элементов конструкций.

Предельные состояния конструкций (зданий) подразделяются на две группы:

- *первая группа — по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации.* Говоря проще, состояния, относящиеся к этой группе, считаются предельными, если в конструкции наступило опасное напряженно-деформированное состояние; в худшем случае, если она по этим причинам разрушилась;

- *вторая группа — по непригодности к нормальной эксплуатации.* Нормальной называется такая эксплуатация здания или его конструкции, которая осуществляется в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование технологическими или бытовыми условиями. Другими словами, возможны случаи, когда конструкция не потеряла несущей способности, т.е. удовлетворяет требованиям первой группы предельных состояний, но ее деформации (например, прогибы или трещины) таковы, что нарушают технологический процесс или нормальные условия нахождения людей в помещении.

К предельным состояниям первой группы относятся:

- общая потеря устойчивости формы (рис. 2.1, а, б);
- потеря устойчивости положения (рис. 2.1, в, г);
- хрупкое, вязкое или иного характера разрушение (рис. 2.1, д);
- разрушение под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды и др.

К предельным состояниям второй группы относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций (зданий) или снижающие их долговечность вследствие появлений недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота), колебаний и трещин.

Например, подкрановая балка, оставаясь прочной и надежной в работе, может прогнуться больше, чем установлено нормами. Вследствие этого мостовому крану с грузом приходится как бы выезжать из «ямы», образовавшейся вследствие прогиба балки, что создает дополнительные нагрузки на его узлы и ухудшает условия его нормальной эксплуатации. Другой пример: при прогибе деревянных оштукатуренных поверхностей (потолка) более чем на $1/300$ длины пролета начинает отпадать штукатурка. Прочность балки при этом может быть не исчерпана, но нарушаются нормальные бытовые условия и может возникнуть опасность для здоровья и жизни людей. К аналогичным последствиям может привести чрезмерное раскрытие трещин, которые допустимы в железобетонных и каменных конструкциях, но ограничиваются нормами.

2.2. Понятие о расчете строительных конструкций по предельным состояниям

Метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям имеет своей целью не допустить наступления ни одного из предельных состояний, которые могут возникнуть в конст-

рукции (здании) при их эксплуатации в течение всего срока службы, а также при их возведении.

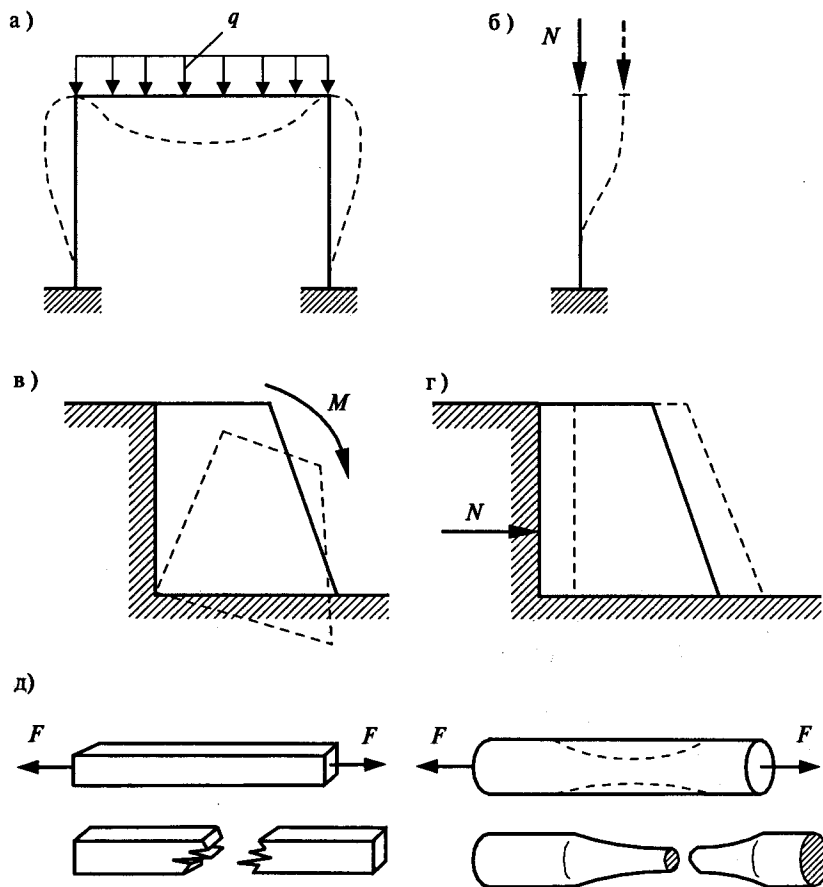


Рис. 2.1. Предельные состояния первой группы:
а), б) потеря общей устойчивости; в), г) потеря устойчивости положения;
д) хрупкое, вязкое или иного характера разрушение

В наиболее общем виде *суть расчета* по предельным состояниям заключается в том, чтобы величины усилий, напряжений, деформаций, перемещений, раскрытия трещин или величины других факторов и воздействий не превышали предельных значений, установленных нормами проектирования. Другими словами, считается, что предельное состояние не наступит, если действительные

перечисленные факторы не превышают значений, установленных нормами. Вся сложность расчета заключается в том, чтобы определить величины напряжений, деформаций и т.д., возникающих в конструкциях под действием нагрузок. Сравнить их с предельными значениями обычно не представляет труда.

2.2.1. Понятие о расчете по предельным состояниям первой группы

Расчет по предельным состояниям первой группы называют расчетом по несущей способности (по непригодности к эксплуатации). *Цель такого расчета заключается в том, чтобы предотвратить наступление любого из предельных состояний первой группы*, т.е. обеспечить несущую способность как отдельной конструкции, так и всего здания в целом.

Несущая способность конструкции считается обеспеченной, если удовлетворяется неравенство типа

$$N \leq \Phi, \quad (2.1)$$

где N — расчетные, т.е. *наибольшие возможные усилия* (или другие факторы), могущие возникнуть в сечении элемента (для сжатых и растянутых элементов — это продольная сила, для изгибаемых — изгибающий момент и т.д.). Они зависят в первую очередь от нагрузки и определяются по правилам строительной механики в зависимости от конструктивной схемы, способов соединения конструкций и т.д.;

Φ — *наименьшая возможная несущая способность* сечения элемента, подвергающегося сжатию, растяжению или изгибу. Она зависит от прочностных свойств материала конструкции, геометрии (формы и размеров) сечения и в наиболее общем виде может быть выражена (как функция, зависящая от материала и геометрических факторов сечения) в следующем виде:

$$\Phi = \{R; A\}, \quad (2.2)$$

где R — *расчетное сопротивление материала* (которое является одной из основных прочностных характеристик материала, более подробно см. параграф 2.2.3);

A — *геометрический фактор* (площадь поперечного сечения — при растяжении и сжатии, момент сопротивления — при изгибе и т.д.).

Для некоторых конструкций несущая способность считается обеспеченной, если выполнено условие (2.3), которое является частным случаем условия (2.1):

$$\sigma \leq R, \quad (2.3)$$

где σ — нормальные напряжения в сечении конструкции (элемента), которые определяются, как правило, по формулам сопротивления материалов. Иногда в соответствующих расчетах приходится сравнивать с расчетным сопротивлением материала другие напряжения (касательные, главные и др.).

2.2.2. Понятие о расчете по предельным состояниям второй группы

Цель этого расчета — не допустить ни одного из предельных состояний второй группы, т.е. обеспечить нормальную эксплуатацию строительных конструкций или здания в целом.

Считается, что предельные состояния второй группы не наступят, если будет удовлетворено условие

$$f \leq f_u, \quad (2.4)$$

где f (в общем случае) — *это определенная из расчета деформация конструкции* (перемещение, угол поворота сечения и т. д.). Для изгибаемых элементов это прогиб конструкции или ее элемента, для стержневых систем — укорочение или удлинение стержней, для оснований — величина осадки. Они определяются по правилам строительной механики в зависимости от нагрузки, материала и расчетной схемы конструкции;

f_u — *предельная деформация конструкции* (перемещение, угол поворота сечения и т. д.). Для балок — предельный прогиб, который определяется в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85*, для оснований зданий — предельная величина осадки, принимается по СНиП 2.02.01-83*.

К предельным состояниям второй группы относится также образование чрезмерных трещин. Трещины, вообще говоря, допустимы, но не для всех материалов. Они допустимы в некоторых железобетонных и каменных конструкциях, но ширина их раскрытия, так же как и прогибы, ограничивается нормами. Структура формул при обеспечении предельного состояния по раскрытию трещин остается такой же, как и при обеспечении деформаций или прогибов, т.е. аналогична условию (2.4).

В этой главе даны общие подходы к расчету по предельным состояниям первой и второй групп, и в дальнейшем они будут конкретизированы в зависимости от рассматриваемой конструкции и материала, из которого она выполнена.

2.2.3. Нормативные и расчетные значения сопротивлений материалов и нагрузок

При расчетах по предельным состояниям первой и второй групп в качестве главного прочностного показателя материала, как уже отмечалось, устанавливается его сопротивление, которое (наряду с другими характеристиками) может принимать нормативные и расчетные значения:

R_n — *нормативное сопротивление материала*, представляет собой *основной параметр сопротивления материалов* внешним воздействиям и устанавливается соответствующими главами строительных норм (с учетом условий контроля и статистической изменчивости сопротивлений). Физический смысл нормативного сопротивления R_n — это *контрольная или браковочная характеристика сопротивления материала* с обеспеченностью не менее 0,95%;

R — *расчетное сопротивление материала*, определяется по формуле

$$R = \frac{R_n}{\gamma_m}, \quad (2.5)$$

где γ_m — *коэффициент надежности по материалу*, учитывает возможные отклонения сопротивления материала в неблагоприятную сторону от нормативных значений, $\gamma_m > 1$.

Коэффициент надежности по материалу учитывает несоответствие фактической работы материала в конструкциях и его работы при испытании в образцах, а также возможность попадания в конструкции материала со свойствами ниже установленных в ГОСТ.

Расчетные сопротивления в расчетах следует принимать с коэффициентом условий работы γ_c :

γ_c — *коэффициент условий работы*, учитывает особенности работы материалов, элементов и соединений конструкций, а также зданий и сооружений в целом, если эти особенности имеют систематический характер, но не отражаются в расчетах прямым путем (учет температуры, влажности, агрессивности среды, приближенности расчетных схем и др.). При выводе расчетных формул и написании формул, приводимых в СНиП, иногда не указыва-

ют, что расчетные сопротивления умножаются на γ_c , но если коэффициент условия работы отличается от единицы, на него всегда надо умножать расчетное сопротивление, т.е. во всех формулах, где есть R , вместо R надо подставлять произведение $R\gamma_c$.

Нормативные R_n и расчетные R сопротивления приводятся в соответствующих главах СНиП в зависимости от материала (см. главу 2.3).

Нормативные и расчетные значения устанавливаются не только для сопротивлений материалов, но и для нагрузок, учитывая изменчивость их величин или невозможность их определения с абсолютной точностью:

N_n — **нормативная нагрузка**, рассчитывается по проектным размерам конструкций или принимается в соответствии с главой СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»;

N — **расчетная нагрузка**, определяется по формуле

$$N = N_n \gamma_f, \quad (2.6)$$

где γ_f — **коэффициент надежности по нагрузкам**, учитывает возможные отклонения нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от их нормативных значений. Как правило, $\gamma_f > 1$.

Нормы учитывают также возможные последствия от аварий, этот учет ведется при помощи коэффициента надежности по ответственности, на который умножаются расчетные нагрузки, что ведет к понижению или повышению их значения:

$$N_{\gamma_n}$$

где γ_n — **коэффициент надежности по ответственности**, учитывает экономические, социальные и экологические последствия, которые могут возникать в результате аварий. Большинство зданий (сооружений) массового строительства (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения) относятся к нормальному уровню ответственности, для которого установлено значение коэффициента $\gamma_n = 0,95$. Подробнее см. Приложение 7 СНиП 2.01.07-85*.

Вследствие того, что наступление предельных состояний, относящихся ко второй группе, не связано с потерей несущей способности конструкций или здания в целом, нагрузки сопротивления материалов, а также сопротивления грунтов, которые используются в расчетах по этой группе, принимаются численно равными нормативным значениям и называются сервисными: N_{ser}, R_{ser} .

Соответственно, **сервисная нагрузка N_{ser} и сервисное сопротивление R_{ser} считаются расчетными для расчетов по предельным состояниям второй группы.**

При расчетах по первой группе предельных состояний, которые связаны с обеспечением несущей способности конструкции (здания), **принимают** расчетные значения: **расчетные нагрузки N и расчетные сопротивления материала R .**

При сравнении расчетных и нормативных значений видно, что расчетные нагрузки обычно больше нормативных, а расчетные сопротивления меньше нормативных сопротивлений. Так учитывается в определенном смысле большая ответственность расчета по предельным состояниям первой группы по сравнению с расчетами, относящимися ко второй группе.

При выполнении расчетов, относящихся к первой и второй группам предельных состояний, необходимо учитывать значения нагрузок, сопротивления материалов и коэффициенты в соответствии с табл. 2.1.

Таблица 2.1

Учет расчетных и нормативных характеристик материалов, нагрузок и коэффициентов при расчете конструкций по первой и второй группам предельных состояний

Группа предельных состояний	Нагрузки		Сопротивления	
	Нормативные (сервисные)	Расчетные	Нормативные (сервисные)	Расчетные
Первая	—	$N = N_n \cdot \gamma_f$ $N \cdot \gamma_n$	—	$R = R_n / \gamma_m$ $R \cdot \gamma_c$
Вторая	$N_{ser} = N_n$	—	$R_{ser} = R_n$	—

2.3. Работа материалов для несущих конструкций под нагрузкой и их расчетные характеристики

В главе 2.2 дано общее представление о нормативных и расчетных сопротивлениях материалов. При выполнении расчетов необходимо уметь правильно определять их для конкретных материалов, понимать их связь с общим характером работы материала. Наряду с сопротивлениями материалов для выполнения расчетов имеет большое значение такой показатель свойств ма-

териалов, как модуль упругости, который устанавливает зависимость между напряжениями в материале и возникающими в нем деформациями.

Ниже рассмотрим, как определяются нормативные и расчетные сопротивления, модули упругости и коэффициенты условий работы для различных конструкционных материалов.

2.3.1. Сталь

Выбор стали для рассчитываемых конструкций производится по Приложению 1, табл. 50* СНиП II-23-81*. При выборе стали учитывается сложность напряженного состояния, которое испытывает конструкция при работе (конструкции разделены на четыре группы: конструкции, испытывающие наиболее сложное напряженное состояние, относятся к группе 1, наименее сложное — к группе 4); учитывается также температура, при которой будет эксплуатироваться конструкция (низкие отрицательные температуры могут приводить к хрупкому разрушению стали).

В настоящем учебнике рассматриваются только некоторые, часто применяемые стали (С235, С245, С275, С345) и не акцентируется внимание на выборе сталей.

Исследования работы сталей проводятся на стальных образцах, результаты их работы отражаются на диаграмме, где по оси ординат откладываются напряжения σ , а по оси абсцисс относительные деформации образца ϵ (отношение удлинения образца к его первоначальной длине). На диаграмме (рис. 2.2) можно выделить три участка работы стали: 1 — участок упругой работы; 2 — участок пластической работы; 3 — участок упруго-пластической работы. В большинстве простейших расчетов, которые и рассматриваются в настоящем учебнике, считается, что сталь работает в пределах первого участка — упруго, т.е. напряжения в элементах ограничиваются пределом текучести — σ_y . Соответственно, нормативные и расчетные сопротивления, необходимые для расчета конструкций, принимаются по пределу текучести (табл. 2.2):

R_m — нормативное сопротивление стали, принятое по пределу текучести;

R_y — расчетное сопротивление стали, принятое по пределу текучести.

В некоторых случаях необходимо при расчетах знать нормативные и расчетные сопротивления, принятые по временному сопротивлению — σ_u :

R_m — нормативное сопротивление стали, принятое по временному сопротивлению;

R_u — расчетное сопротивление стали, принятое по временному сопротивлению.

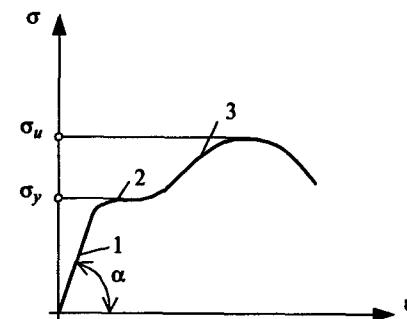


Рис. 2.2. Диаграмма растяжения стали:

σ — координата напряжений; ϵ — координата относительных удлинений;

σ_u — временное сопротивление стали; σ_y — предел текучести стали;

$\operatorname{tg} \alpha = E$ — модуль упругости стали; 1 — участок упругой работы;

2 — участок пластической работы; 3 — участок упруго-пластической работы

Нормативные и расчетные сопротивления стали принимаются по таблице 51* СНиП II-23-81* в зависимости от стали, вида проката (фасонный или листовый) и толщины проката. Для некоторых сталей нормативные и расчетные сопротивления приведены в табл. 2.2 учебника. Как уже отмечалось, расчетные сопротивления должны умножаться на коэффициенты условий работы. Для стальных конструкций коэффициенты условий работы γ_c приведены в таблице 6* СНиП II-23-81*. В случаях, не оговоренных в таблице, следует принимать $\gamma_c = 1$. Некоторые коэффициенты условий работы стальных конструкций приведены в настоящем учебнике (табл. 2.3).

В дальнейшем при ссылке на номера таблиц, если не указаны номера соответствующих СНиП, приводятся номера таблиц учебника.

Кроме требований по механической прочности к сталям могут предъявляться требования по ударной вязкости (способности противостоять разрушению при воздействии ударной нагрузки), которые определяются категорией стали. Категория стали принимается в зависимости от климатического района строительства, динамических воздействий на конструкцию и других требований. Так, в записи стали С345-1, цифра 1 обозначает категорию стали. Необходимая категория стали определяется по табл. 50* СНиП II-23-81*.

Для ряда расчетов необходимо знать модуль упругости. Модуль упругости стали численно равен тангенсу угла наклона диаграммы к оси абсцисс: $E = \operatorname{tg} \alpha$ (рис. 2.2). Для прокатной стали и стальных отливок модуль упругости $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа.

Извлечение из табл. 51 СНиП II-23-81*

Сталь	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление проката, МПа				Расчетное сопротивление проката, МПа			
		листового широкополосного универсального		фасонного		листового широкополосного универсального		фасонного	
		R_m	R_{tm}	R_m	R_{tm}	R_t	R_s	R_t	R_s
С235	2-20	235	360	235	360	230	350	230	350
	20-40	225	360	225	360	220	350	220	350
	40-100	215	360	-	-	210	350	-	-
	свыше 100	195	360	-	-	190	350	-	-
С245	2-20	245	370	245	370	240	360	240	360
	20-30	-	-	235	370	-	-	230	360
С275	2-10	275	380	275	390	270	370	270	380
	10-20	265	370	275	380	260	360	270	370
С345	2-10	345	490	345	490	335	480	335	480
	10-20	325	470	325	470	315	460	315	460
	20-40	305	460	305	460	300	450	300	450
	40-60	285	450	-	-	280	440	-	-
	60-80	275	440	-	-	270	430	-	-
	80-100	265	430	-	-	260	420	-	-

Таблица 2.3

Извлечение из табл. 6 СНиП II-23-81*

№ п/п	Элементы конструкций	Коэффициент условий работы γ_c
1	Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т.п. при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	0,9
2	Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3	Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geq 60$	0,8
4	Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость при $\varphi < 1,0$	0,95
5	Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,9
6	Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий: а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость б) растянутые в сварных конструкциях в) растянутые, сжатые, а также стыковые накладки в болтовых конструкциях (кроме конструкций на высокопрочных болтах) из стали с пределом текучести до 440 МПа, несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность	0,95 0,95 1,05

Сортамент прокатных профилей

Металлические конструкции изготавливаются из элементов, получаемых прокаткой стали (листы и фасонный прокат), прессованием (прессованные профили из алюминиевых сплавов) или холодным гнутьем (гнутые профили). В строительных конструкциях разнообразные стальные или алюминиевые профили применяют в различных сочетаниях. От правильного выбора материала (стали или алюминиевого сплава) и типа профиля зависит стоимость изготовления конструкции. *Перечень прокатных профилей* с указанием их формы, геометрических характеристик, массы единицы длины и других данных называется *сортаментом*. В целях ограничения разнообразия типоразмеров проката и обеспечения унификации конструкций необходимо учитывать требования сокращенного сор-

тамент, в котором нашла отражение не вся номенклатура выпускаемых заводами изделий, а наиболее распространенные профили проката, изготовленные из эффективных сталей. Частично сортамент металлопроката приведен в Приложении 1.

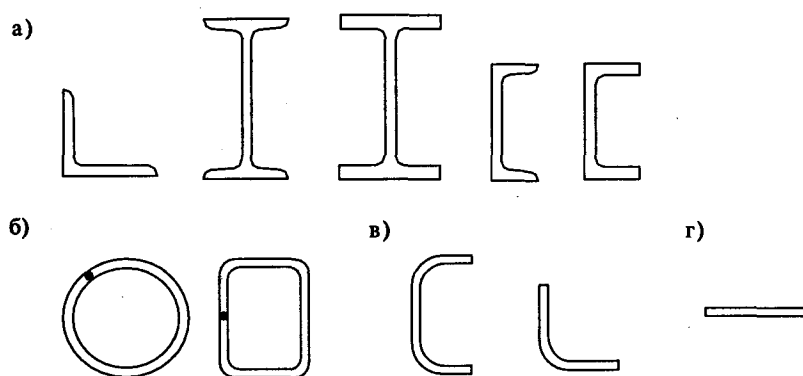


Рис. 2.3. Профильная и листовая сталь:

а) прокатные профили; б) сварные профили; в) гнутые профили; г) листовая сталь

На рис. 2.3 представлены некоторые виды профилей, используемых для проектирования стальных конструкций.

Алюминиевые прессованные профили выпускаются различных очертаний, они изготавливаются путем продавливания нагретой алюминиевой заготовки через стальную матрицу с отверстием по форме сечения профиля. Для увеличения жесткости алюминиевых элементов их профили часто имеют утолщение на концах (рис. 2.4). Выпускаются также гнутые профили и листы, выполненные прокаткой.

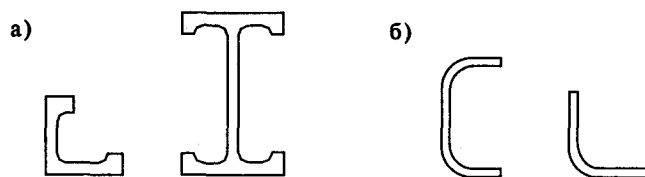


Рис. 2.4. Алюминиевые профили:

а) прессованные; б) гнутые

Длины поставляемых заводами профилей различны, наиболее часто они поставляются длиной 6, 9 и 12 м.

2.3.2. Древесина

Деревянные конструкции выполняются из лесоматериалов хвойных и лиственных пород, которые делятся на круглые — бревна, пиленные — пиломатериалы и строительную фанеру.

Бревна поставляются диаметром 140–240 мм, длиной от 4 до 6,5 м (с градацией через 0,5 м); пиломатериалы поставляются шириной от 6 до 250 мм, толщиной 16–250 мм, длиной 2–6,5 м. Рекомендуемый сортамент — см. Приложение 2. Также для несущих строительных конструкций применяют фанеру марки ФСФ и бакелизованную марки ФБС. Наибольшее применение находят листы фанеры толщиной 8, 9, 10, 12, 15 мм.

Работа древесины зависит от вида нагружения (растяжение, сжатие, изгиб, смятие, скалывание), направления действия усилия по отношению к направлению волокон древесины, длительности приложения нагрузки, породы древесины и других факторов. Наличие пороков древесины (косослоя, сучков, трещин и т.п.) оказывает существенное влияние на ее прочность. Древесина подразделяется на три сорта, наиболее качественная древесина отнесена к первому сорту.

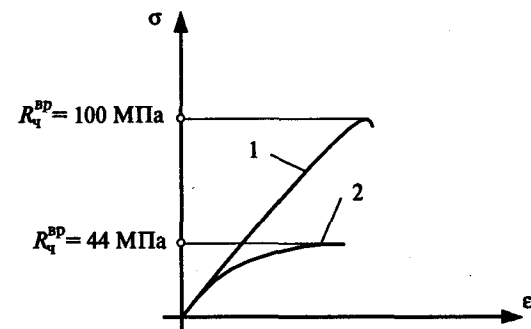


Рис. 2.5. Диаграмма работы древесины вдоль волокон:

1 — на растяжение; 2 — на сжатие; R_q^{sp} — временное сопротивление чистой древесины; σ — нормальные напряжения; ϵ — относительные деформации

Приведенные диаграммы (рис. 2.5) показывают работу древесины сосны при растяжении и сжатии вдоль волокон. Для сравнения диаграммы растяжения и сжатия изображены вместе. На участках, ограниченных расчетными сопротивлениями, работа древесины может считаться упругой. В случае испытания малых образцов чистой древесины (без пороков) прочностные и дефор-

мационные характеристики значительно отличаются от характеристик, полученных при испытании больших образцов и конструкций в целом. Это учтено в установленных нормами расчетных сопротивлений. Весьма чувствительно на качество древесины реагируют растянутые элементы, поэтому расчетные сопротивления растяжению древесины вдоль волокон приняты существенно ниже временного сопротивления растяжению чистой древесины.

Расчетные сопротивления древесины сосны, ели частично приведены в табл. 2.4. Расчетные сопротивления вдоль волокон при работе древесины на изгиб, сжатие, смятие принимаются с учетом размеров сечения элемента, так как чем меньше элемент, тем больше повреждены волокна при распиле. Для обозначения расчетных сопротивлений древесины при работе поперек направления волокон вводится индекс «90», например $R_{с,90}$ — расчетное сопротивление смятию поперек волокон. В СНиП II-25-80 также приводятся формулы для определения расчетных сопротивлений древесины при ее работе под произвольным углом α — $R_{с, \alpha}$.

Таблица 2.4

Извлечение из табл. 3 СНиП II-25-80

Напряженное состояние и характеристики элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, для сортов древесины		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон: а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах «б», «в») высотой до 50 см б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11–13 см в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13–50 см г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R_{и}, R_{с}, R_{с,90}$	14	13	8,5
	$R_{и}, R_{с}, R_{с,90}$	15	14	10
	$R_{и}, R_{с}, R_{с,90}$	16	15	11
	$R_{и}, R_{с}, R_{с,90}$	—	16	10
2. Растяжение вдоль волокон: а) клеенные элементы б) клеенные элементы	R_p R_p	10 12	7 9	— —
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$R_{с,90}, R_{с, \alpha}$	1,8	1,8	1,8
4. Скалывание вдоль волокон: а) при изгибе клеенных элементов б) при изгибе клеенных элементов	$R_{ск}$ $R_{ск}$	1,8 1,6	1,6 1,5	1,6 1,5

В случае применения древесины других пород расчетные сопротивления, приведенные в табл. 2.4, необходимо умножать на переходной коэффициент m_n , приведенный в табл. 2.5.

Табл. 4 СНиП II-25-80

Таблица 2.5

Древесные породы	Коэффициент m_n для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_{и}, R_{с}, R_{с,90}$	сжатию и смятию поперек волокон $R_{с,90}, R_{с, \alpha}$	скалыванию $R_{ск}$
Хвойные			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
2. Кедр сибирский, кроме Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3. Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
7. Акация	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. Вяз, ильм	1	1,6	—
Мягкие лиственные			
10. Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

Условия эксплуатации, отличающиеся от стандартных (принятых для определения расчетных сопротивлений), учитываются умножением расчетных сопротивлений на соответствующие коэффициенты условий работы m_n , которые принимаются по п. 3.2 СНиП II-25-80. К ним относятся: m_n , учитывающий условия эксплуатации конструкций, которые определяются по табл. 1 СНиП II-25-80; m_t — учитывает влияние повышенных температур; m_d — учитывает влияние длительных нагрузок; m_o — учитывает наличие ослаблений — и другие коэффициенты условий работы. При совместном действии нескольких факторов перемножаются соответствующие им коэффициенты условий работы.

Модуль упругости древесины вдоль волокон $E = 10\,000$ МПа. Модуль упругости древесины также необходимо умножать на соответствующие коэффициенты условий работы, принятые для расчетных сопротивлений. В случае использования строительной фанеры расчетные сопротивления фанеры определяются по табл. 10 СНиП II-25-80, а модули упругости фанеры приведены в табл. 11 СНиП II-25-80.

2.3.3. Железобетон

Железобетон является комплексным строительным материалом, в котором совместно работают бетон и стальная арматура. Для понимания работы железобетона и определения характеристик, необходимых для расчета, рассмотрим каждый из входящих в его состав материалов.

Бетон

Для железобетонных конструкций применяют конструкционные бетоны:

- тяжелый, средней плотности свыше 2200 и до 2500 кг/м³ включительно;
- мелкозернистый, средней плотности свыше 1800 кг/м³;
- легкий, плотной и поризованной структуры;
- ячеистый, автоклавного и неавтоклавного твердения;
- специальный бетон — напрягающий.

Основным показателем качества бетона является класс прочности на сжатие, который устанавливается на основании испытаний бетонных кубов в возрасте 28 суток. При выполнении расчетов железобетонных конструкций классом прочности бетона задаются, принимая его в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84*.

Для железобетонных конструкций не допускается применять: тяжелый и мелкозернистый бетон по прочности на сжатие ниже В7,5; легкий бетон по прочности на сжатие ниже В3,5 для однослойных и ниже В2,5 для двухслойных конструкций. Большинство несущих конструкций выполняется в настоящее время из тяжелого бетона, и чаще всего класс прочности бетона в таких конструкциях принимается в пределах В15—В35. Более подробно рекомендации по назначению классов прочности бетона см. пп. 2.5, 2.6* СНиП 2.03.01-84*.

Кроме класса прочности на сжатие для бетона могут нормироваться и другие классы и марки — см. пп. 2.2, 2.3. СНиП 2.03.01-84*.

Бетон под нагрузкой работает упруго-пластично, т.е. в бетоне появляются упругие и пластические деформации. На сжатие бетон

работает значительно лучше, чем на растяжение. На приведенной диаграмме (рис. 2.6) справа от оси ординат отложена работа бетона при сжатии, слева — при растяжении. Сверху от оси абсцис отложено сопротивление сжатию, снизу — сопротивление растяжению.

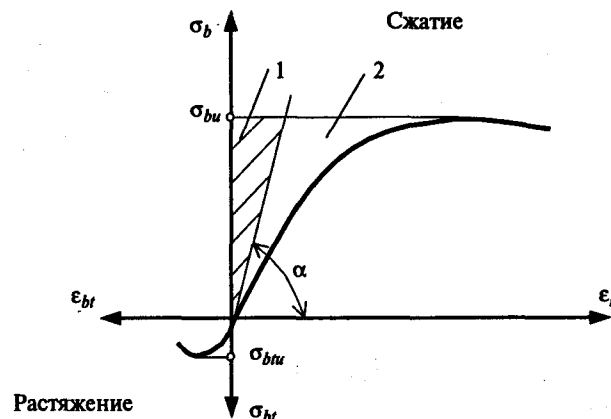


Рис. 2.6. Диаграмма напряжений и деформаций бетона: 1 — зона упругих деформаций; 2 — зона пластических деформаций; σ_{bt} — временное сопротивление бетона сжатию; σ_{btu} — временное сопротивление бетона растяжению; $\operatorname{tg} \alpha = E_b$ — модуль упругости бетона

Нормативные (R_{bn} , R_{btu}) и расчетные (R_b , R_{bt}) сопротивления бетона определяются по табл. 12, 13 СНиП 2.03.01-84* в зависимости от класса прочности бетона на сжатие. Значения некоторых расчетных сопротивлений для тяжелого бетона приведены в табл. 2.6.

Таблица 2.6

Извлечение из табл. 13 СНиП 2.03.01-84*

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие						
		В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35
Сжатие осевое (призменная прочность), R_b	Тяжелый и мелкозернистый	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5
Растяжение осевое, R_{bt}	Тяжелый	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,20	1,30

Расчетные сопротивления бетона R_b , R_{bt} снижаются (или повышаются) путем умножения их значений на коэффициенты условий работы бетона γ_b , учитывающие особенности свойств бетона, длительность действия нагрузки, многократную повторяемость нагрузки, условия и стадию работы конструкции, способ ее изготовления, размеры сечения и т.п. Значения коэффициентов условий работы γ_b приведены в табл. 15 СНиП 2.03.01-84*. Наиболее часто применяется в расчетах коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$.

Модуль упругости бетона численно равен: $E_b = tg\alpha$, он зависит от класса прочности бетона на сжатие и способа твердения бетона. Для тяжелого бетона естественного твердения и подвергнутого тепловой обработке значения модулей упругости приведены в табл. 2.7.

Таблица 2.7

Извлечения из табл. 18 СНиП 2.03.01-84*

Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие и растяжение $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие						
	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35
Тяжелый, естественного твердения	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5
Тяжелый, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0

Арматура

Арматура в железобетонных конструкциях принимается в зависимости от типа конструкции, наличия предварительного напряжения, а также условий эксплуатации зданий и сооружений. В соответствии с требованием пп. 2.17*–2.22* СНиП 2.03.01-84* в качестве ненапрягаемой арматуры следует применять: а) стержневую арматуру класса Ат-IVC — для продольной арматуры; б) стержневую арматуру классов А-III и Ат-IIIС — для продольной и поперечной арматуры; в) арматурную проволоку класса Вр-I для поперечной и продольной арматуры; г) стержневую арматуру классов А-I, А-II и Ас-II — для поперечной арматуры, а также для продольной арматуры, если другие виды ненапрягаемой арматуры не могут быть использованы; д) стержневую арматуру классов А-IV, Ат-IV и Ат-IVK — для продольной арматуры в вязаных каркасах и сетках; е) стержневую арматуру классов А-V, Ат-V, Ат-VK, Ат-VCK, А-IV, Ат-IV, Ат-IVK, Ат-VII — для продольной сжатой арматуры,

а также продольной сжатой и растянутой арматуры при смешанном армировании конструкции (наличии в них напрягаемой и ненапрягаемой арматуры) в вязаных каркасах и сетках.

Арматуру классов А-III, Ат-IIIС, Ат-IVC, Вр-I, А-I, А-II и Ас-II рекомендуется применять в виде сварных каркасов и сеток, допускается в них использовать и другую арматуру.

Стремление унифицировать требования отечественных и зарубежных стандартов, а также существенное удорожание материалов привели к созданию новых видов классов свариваемой арматуры: А 400С, А 500С, А 600С, которые не отражены в СНиП 2.03.01-84*, но начинают производиться и использоваться для изготовления железобетонных конструкций. Арматура А 400С, А 500С, А 600С применяется в соответствии с «Рекомендациями по применению в железобетонных конструкциях термомеханически упрочненной свариваемой стержневой арматуры новых видов» наряду или взамен арматуры классов А-II, А-III, А-IIIС, Вр-I.

Характер работы арматурных сталей под нагрузкой показан на диаграмме растяжения (рис. 2.7).

По характеру работы арматуры, отраженной на диаграмме, различают три вида арматурных сталей:

1. Сталь с выраженной площадкой текучести (мягкая арматурная сталь). Предел текучести таких сталей — σ_y .
2. Арматурная сталь с условным пределом текучести — $\sigma_{0,2}$. Предел текучести таких сталей принимается равным напряжению, при котором остаточные деформации образца составляют 0,2%.
3. Арматурная сталь с линейной зависимостью σ — ϵ почти до разрыва. Для таких сталей предел текучести устанавливается как для сталей второго вида.

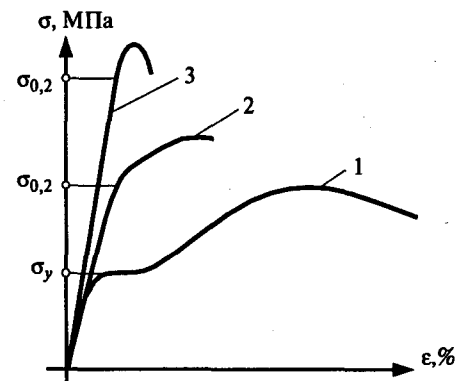


Рис. 2.7. Диаграммы растяжения арматурных сталей

Расчетные сопротивления арматуры, установленные для продольной арматуры при работе на растяжение, — R_s , при работе на сжатие, — R_{sc} и для арматуры поперечных стержней — R_{sw} , они приводятся в табл. 2.8. Модули упругости арматуры E_s — см. табл. 2.9.

Таблица 2.8.

Извлечения из табл. 19*, 20*, 22*, 23* СНиП 2.03.01-84*

Стержневая арматура классов	Нормативные сопротивления $R_{sn} = R_{s,sw}$, МПа	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
		растяжению		сжатию R_{sc}
		продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
A-I	235	225	175	225
A-II	295	280	225	280
A-III диаметром: 6-8 10-40	390	355	285*	355
		365	290*	365
A-IV	590	510	405	450
A-V	788	680	545	500
Вр-I диаметром 3-5 мм	490	410	290**	375

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше $1/3$ диаметра продольных стержней, значения R_{sw} принимаются равными 255 МПа.

** При применении проволоки в вязаных каркасах R_{sw} следует принимать равным 325 МПа.

Таблица 2.9

Табл. 2.9 СНиП 2.03.01-84*

Класс арматуры	Модуль упругости арматуры $E_s \cdot 10^{-4}$, МПа
A-I, A-II	21
A-III	20
A-IV, A-V, A-VI	19
A-III в	18
B-II, Вр-II	20
K-7, K-19	18
Вр-I	17

2.3.4. Каменная кладка

Прочность каменной кладки зависит в основном от прочности камня (кирпича) и раствора. Порядок определения марок кирпича и растворов по результатам их испытаний, а также виды и способы изготовления изучались в дисциплине «Строительные материалы».

В настоящем учебнике в дальнейшем рассматривается кладка, выполненная из кирпича, но необходимо иметь в виду, что при применении других каменных материалов расчет выполняется аналогично.

Для кирпичной кладки чаще всего применяют следующие виды кирпичей: глиняные пластического прессования, глиняные полусухого прессования, силикатные. Как известно из курса «Строительные материалы», они могут быть полнотелыми и пустотелыми, одинарными и полуполнотелыми. Для кирпичной кладки чаще применяют цементные и цементно-известковые растворы, в которых известь повышает пластичность раствора, но возможно применение и других растворов.

Испытание кирпичной кладки выполняют на кирпичных столбиках, диаграмма работы такого кирпичного столбика на сжатие приведена на рис. 2.8.

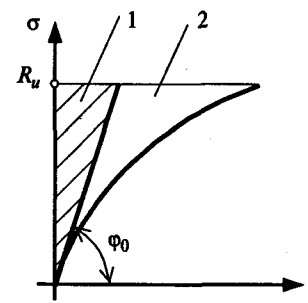


Рис. 2.8. Диаграмма деформаций каменной кладки при сжатии:
1 — зона упругих деформаций; 2 — зона пластических деформаций;
 R_u — временное сопротивление (средний предел прочности сжатию кладки);
 $\operatorname{tg} \varphi_0 = E_0$ — модуль упругости (начальный модуль деформации)

В каменной кладке возникают упругие и пластические деформации, что учитывается при расчетах каменных конструкций.

Расчетные сопротивления сжатию каменной кладки приводятся в табл. 2-9 СНиП II-22-81, они зависят от состава каменной клад-

ки: марок кирпича, камней, блоков и марок раствора, а также от высоты ряда кладки и др. Для кирпичной кладки расчетные сопротивления приведены в табл. 2.10.

Зависимость между модулем упругости каменной кладки E_0 и временным сопротивлением R_u принимается по уравнению

$$E_0 = \alpha R_u, \quad (2.7)$$

где α — упругая характеристика каменной кладки. Упругая характеристика каменной кладки используется при расчетах каменных конструкций (табл. 15 СНиП II-22-81). Для кирпичной кладки значения упругой характеристики выборочно приведены в табл. 5.7.

Таблица 2.10

Извлечение из табл. 2 СНиП II-22-81

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50–150 мм на тяжелых растворах							
	при марке раствора						при прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	0,2	нулевой
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,7	1,0	0,8
125	—	2,2	2,0	1,9	1,7	1,5	0,9	0,7
100	—	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	0,8	0,6
75	—	—	1,5	1,4	1,3	1,1	0,6	0,5
50	—	—	—	1,1	1,0	0,9	0,5	0,35

Примечание. Расчетные сопротивления кладки на цементных растворах марок от 4 до 50 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты: 0,85 — для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести) и известковых растворах в возрасте до 3 мес.; 0,9 — для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.

В каменных конструкциях кроме работы на сжатие возможны случаи работы кладки на растяжение, изгиб или срез. Каменная кладка плохо работает на растяжение, при воздействии на нее растягивающих усилий разрушение может происходить по перевязанному сечению или по горизонтальному шву (по непереязанному сечению). Прочность непереязанного сечения зависит от проч-

ности раствора. Специально проектировать каменные конструкции, работающие по непереязанному сечению, запрещено, но подобная работа возникает в каменной кладке при внецентренном сжатии. Несколько лучше каменная кладка работает на растяжение по перевязанному сечению, но, как и работа кладки на изгиб и срез, подобная работа встречается достаточно редко в небольшом числе конструкций (рис. 1, 2, 3 СНиП II-22-81). Расчетные сопротивления при работе на растяжение, изгиб, срез приводятся в табл. 10, 11, 12 СНиП II-22-81. Ввиду того что подобная работа кирпичной кладки встречается нечасто, соответствующие такой работе схемы и расчетные сопротивления для них в учебнике не приводятся.

Расчетные сопротивления кладки сжатию следует умножать на коэффициенты условия работы γ_c . Для столбов и простенков площадью сечения 0,3 м² и менее коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,8$. Более подробно см. пп. 3.11, 3.12, 3.13 СНиП II-22-81.

Примеры

Пример 2.1.

1. Необходимо найти расчетные сопротивления сжатию следующих материалов:

- сталь С245 с толщиной проката от 2 до 20 мм;
- цельная древесина, брус из сосны 2-го сорта с размерами сечения 20×20 см;
- кирпичная кладка из кирпича глиняного пластического прессования М100 на цементно-известковом растворе М75;
- тяжелый бетон класса В20 при стандартных условиях твердения;
- стержневая горячекатаная арматура класса А-III диаметром от 10 до 40 мм.

2. Сравнить и оценить расчетные сопротивления сжатию для указанных материалов.

Решение.

Находим расчетные сопротивления сжатию:

- для стали см. табл. 2.2 (табл. 51* СНиП II-23-81*): $R_y = 240$ МПа;
- для бруса см. табл. 2.4 (табл. 3 СНиП II-25-80): $R_c = 15$ МПа;
- для кирпичной кладки см. табл. 2.10 (табл. 2 СНиП II-22-81): $R = 1,7$ МПа;
- для бетона см. табл. 2.6 (табл. 13 СНиП 2.03.01-84*): $R_b = 11,5$ МПа;
- для стержневой арматуры см. табл. 2.8 (табл. 22* СНиП 2.03.01-84*): $R_s = 365$ МПа.

Составим сравнительную таблицу расчетных сопротивлений рассмотренных материалов (табл. 2.11).

Таблица 2.11

Сравнительная таблица расчетных сопротивлений

Материал Расчетное сопротивление	Сталь	Древесина	Каменная кладка	Бетон	Арматура
Обозначение	R_s	R_d	R	R_b	R_a
Величина, МПа	240	15	1,7	11,5	365
Соотношение расчетных сопротивлений: R_s/R ; R_d/R ; R/R ; R_b/R ; R_a/R	141,18	8,82	1,0	6,76	214,7

Из таблицы видно, что если расчетное сопротивление кирпичной кладки принять за единицу, то расчетные сопротивления остальных материалов выше: стали в 141,18 раза, древесины в 8,82 раза, бетона в 6,76 раза, арматуры в 214,7 раза. Приведенная таблица справедлива только для материалов, указанных в примере 2.1, но в целом она показательна. Для железобетона не устанавливается расчетных сопротивлений, так как его прочность зависит от совместной работы бетона и арматуры.

Таблица 2.12

Ведомость отпускных цен на строительные материалы

№ п/п	Наименование материала	Единица измерения	Отпускная цена, руб.
1	Сталь разная	т	8242
2	Пиломатериал (обрезная доска)	м ³	1760
3	Кирпич керамический	тыс. шт.	2780
4	Раствор строительный	м ³	765
5	Бетон товарный	м ³	873
6	Арматура для железобетонных конструкций	т	8500

Примечания:

- Данные приведены для одного из регионов Урала и могут отличаться от данных других регионов, цены отслеживаются региональными центрами ценообразования, и сведения о ценах представляются ежеквартально.
- Более правильно сравнивать стоимость не материалов, а конструкций, выполненных из них, при прочих равных условиях.

Задачи для самостоятельной работы

Задача 2.1. Найдите расчетные сопротивления растяжению для материалов, рассмотренных в примере 2.1.

Задача 2.2. Используя ведомость отпускных цен на строительные материалы одного из Региональных центров ценообразования в строительстве по состоянию на 1-й квартал 2003 г., сравните стоимость следующих материалов (табл. 2.12).

3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Из курса «Теоретическая механика» известно, что нагрузки подразделяются на *объемные и поверхностные*. Объемные прикладываются к каждой частице конструкции (тела), к ним относятся силы притяжения (гравитации) и силы инерции; поверхностные воздействуют в местах поверхности контакта при сопряжении конструкций между собой или их частей и в местах контакта машин, механизмов с конструкциями. Силы притяжения земли, приложенные к телу, принято называть его весом. Силы инерции передаются на конструкции производственных зданий, мостов и т.п., в простейших расчетах сталкиваться с ними не приходится.

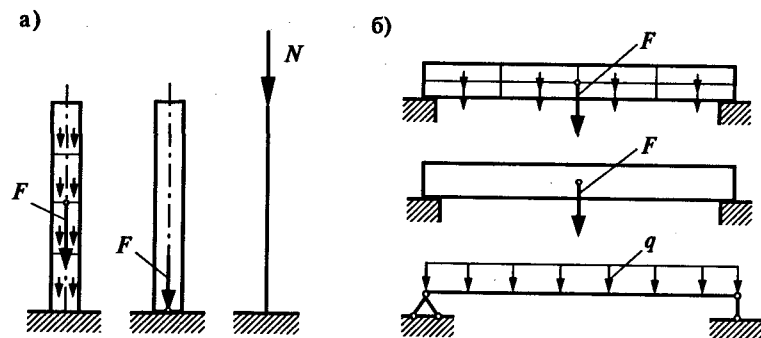


Рис. 3.1. Нагрузки от собственного веса конструкций:
а) колонны; б) балки

Рассмотрим приложение веса на примерах колонны и балки. Разбиваем их на отдельные части. Как показано на рис. 3.1, на каждую из частей действует ее вес. Равнодействующую весов от отдельных частей можно представить в виде сосредоточенной внешней

нагрузки F , которую для удобства расчетов можно прикладывать либо в центре тяжести конструкции, либо на уровне низа колонны (по линии центра тяжести), или складывают вес с внешними нагрузками и прикладывают все силы в верхней части колонны (рис. 3.1, а), а в балках вес равномерно распределяют по длине и складывают с распределенной внешней нагрузкой (рис. 3.1. б).

Поверхностные нагрузки возникают в месте опирания (соединения) различных конструкций и считаются:

а) *сосредоточенными*, если площадь (поверхность) контакта невелика, например при опирании балки на стену, колонну (рис. 3.2, а);

б) *распределенными*, если передача нагрузки (давления) осуществляется по линии или площади. Такие нагрузки называют соответственно *распределенными по длине* (погонными), например при опирании плиты на балку или стену (рис. 3.2, б), и *распределенными по площади*, например при опирании фундамента на грунт (рис. 3.2, в).

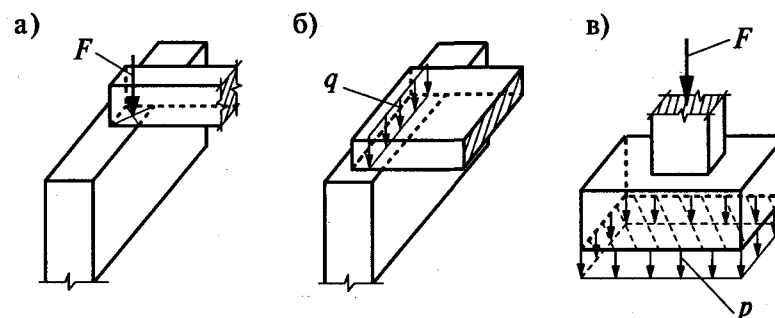


Рис. 3.2. Поверхностные нагрузки:
а) — сосредоточенные; б) — распределенные по длине;
в) — распределенные по площади

Общепринято сосредоточенные нагрузки обозначать прописными буквами (N , F , G), а равномерно распределенные нагрузки — строчными (p , q , g и др.).

Нагрузки могут быть приложены неравномерно, например снеговые; могут быть подвижными, например от мостовых кранов. С точки зрения характера воздействия нагрузки могут быть статическими и динамическими. Статические нагрузки прикладываются постепенно или плавно (без ускорения) от начала до конечного значения, например на стены или фундамент здания, а динамические — с ускорением или ударно, например при забивке свай. Подвижные и ударные нагрузки не являются предметом нашего рассмотрения.

3.1. Классификация нагрузок, действующих на строительные конструкции

В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяются в соответствии с главой СНиП 2.01.07-85* на постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые).

Постоянными являются нагрузки, которые при строительстве и эксплуатации сооружения *действуют постоянно*. *Временными являются нагрузки*, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации *могут отсутствовать*.

3.1.1. Постоянные нагрузки

К постоянным нагрузкам относятся:

- вес частей зданий и сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих строительных конструкций;
- вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление;
- воздействие предварительного напряжения в конструкциях.

3.1.2. Временные нагрузки

Временные нагрузки оказывают различное влияние на конструкции в зависимости от продолжительности действия, поэтому их разделяют на длительные, кратковременные и особые.

К временным длительным нагрузкам относятся:

- вес временных перегородок;
- вес стационарного оборудования: станков, аппаратов и др.;
- нагрузки на перекрытия в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, архивах, библиотеках и подсобных зданиях и помещениях;
- нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий с пониженными нормативными значениями, приведенными в табл. 3 СНиП 2.01.07-85*;

• снеговые нагрузки с пониженным расчетным значением, определяемым умножением полного расчетного значения на коэффициент 0,5.

В СНиП 2.01.07-85* приведено более 10 видов длительных нагрузок, здесь рассмотрены и сокращенно изложены наиболее распространенные.

К кратковременным нагрузкам относятся:

- нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий с полными нормативными значениями;

- снеговые нагрузки с полным расчетным значением;
- нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (мостовых и подвесных кранов, тельферов, погрузчиков и т.п.);
- нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и возведении конструкций, при монтаже и перестановке оборудования, а также нагрузки от веса временно складированных на строительстве изделий и материалов (за исключением нагрузок в местах, специально предназначенных для складирования и хранения материалов), кратковременные нагрузки от веса насыпного грунта и др.;
- нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режиме;
- ветровые нагрузки;
- температурные и климатические воздействия.

Так же как и длительные нагрузки, кратковременные перечислены сокращенно и описаны упрощенно, более подробно см. СНиП 2.01.07-85*.

К особым нагрузкам относятся:

- сейсмические и взрывные воздействия;
- нагрузки, вызываемые резким нарушением технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования;
- воздействия неравномерных деформаций, сопровождающиеся изменением структуры грунта (например, деформации просадочных грунтов при замачивании или вечномерзлых грунтов при оттаивании), воздействия деформации земной поверхности в районах влияния горных выработок и в карстовых районах.

Как уже отмечалось, *все перечисленные нагрузки могут принимать нормативные и расчетные величины (значения)*. Рассмотрим, как определяются те и другие нагрузки.

3.2. Нормативные нагрузки

В расчетах нормативные нагрузки обозначаются индексом «*n*», который записывается снизу или сверху буквенного обозначения нагрузки. Сосредоточенные нормативные нагрузки (силы): N_n , F_n — *нормативные сосредоточенные нагрузки* (кН). Нагрузки, распределенные по площади или по длине элемента (погонные нагрузки): g_n , p_n , q_n — *нормативные распределенные нагрузки* (кПа, кН/м).

3.2.1. Нормативные постоянные нагрузки

Нормативные нагрузки от веса конструкций должны определяться по данным стандартов и заводов-изготовителей или по про-

ектным размерам и плотностям материалов с учетом их весовой влажности для предусмотренных условий возведения и эксплуатации зданий и сооружений (см. примеры 3.2, 3.3, 3.4). Для сбора нагрузок необходимо знать размеры конструкций или частей здания; они, как правило, или известны, или ими задаются предварительно, а затем уточняют и, если нужно, делают перерасчет. Плотность строительных материалов приводится в справочниках.

3.2.2. Нормативные временные нагрузки

Нормативные временные нагрузки, необходимые для расчета конструкций, установлены СНиП 2.01.07-85* (далее в этом разделе ссылки на СНиП 2.01.07-85*):

- нагрузки на перекрытия и лестницы зданий приведены в табл. 3 СНиП (см. также табл. 3.3.);
- ветровые нагрузки (статическая составляющая) определяются по формуле

$$w_n = w_0 k c, \quad (3.1)$$

где w_0 — скоростной напор ветра, принимаемый на высоте до 10 м в зависимости от района строительства по карте районирования территории России по скоростному напору ветра (карта № 3 Приложения 5 и табл. 6 СНиП);

k — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора w_0 по высоте в зависимости от типа местности, принимается по п. 6.5 табл. 6 СНиП;

c — аэродинамический коэффициент (коэффициент обтекания); для вертикальных поверхностей принимают: с наветренной стороны $c = +0,8$; с заветренной стороны в общем случае $c = -0,6$. Более подробные данные об определении коэффициента c см. Приложение 4 СНиП;

- нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением ее расчетного значения на коэффициент 0,7;
- нагрузки от оборудования, складированных материалов, мостовых и подвесных кранов определяются по указаниям СНиП, которые в учебнике не приводятся.

3.3. Расчетные нагрузки

Напомним, что расчетные нагрузки определяются как произведение нормативной нагрузки на коэффициент надежности по

нагрузкам γ_f , который учитывает возможность отклонения нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений:

$N = N_n \gamma_f$ — расчетная сосредоточенная нагрузка (сила);

$q = q_n \gamma_f$ — расчетная нагрузка, распределенная по площади или по длине элемента (погонная нагрузка).

3.3.1. Расчетные постоянные нагрузки

Для определения расчетных значений нагрузок устанавливаются соответствующие коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f . Для постоянных нагрузок от веса конструкций коэффициенты γ_f определяются по табл. 1 СНиП 2.01.07-85*. Например, для бетонных (со средней плотностью свыше 1600 кг/м³), железобетонных, каменных и деревянных конструкций коэффициент надежности по нагрузке равен 1,1 (т.е. учитывается возможность увеличения нормативного значения нагрузки на 10%); для стяжек, засыпок, теплоизоляционных, выравнивающих слоев коэффициент γ_f принимается: если слой выполнен в заводских условиях, $\gamma_f = 1,2$; на строительной площадке $\gamma_f = 1,3$.

3.3.2. Расчетные временные нагрузки

- Для временных нагрузок на перекрытия и лестницы коэффициент надежности по нагрузкам γ_f принимается 1,3 или 1,2 и определяется по п. 3.7 СНиП 2.01.07-85* (для нагрузок, принятых по табл. 3 СНиП 2.01.07-85*, с нормативным значением p_n меньше 2,0 кПа $\gamma_f = 1,3$; для нагрузок с $p_n \geq 2,0$ кПа $\gamma_f = 1,2$).

- Несколько отличается методика определения расчетной снеговой нагрузки. Так, полное значение расчетной снеговой нагрузки на горизонтальную поверхность покрытия определяется по формуле

$$s = s_g \mu, \quad (3.2)$$

где s_g — вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной проекции поверхности земли. Он принимается по табл. 4* СНиП в зависимости от снегового района Российской Федерации, который определяется по карте 1 обязательного Приложения СНиП;

μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытии, принимаемый по Приложению 3* СНиП. Коэффициент μ учитывает, что на крутых кровлях ($\alpha \geq 60^\circ$) снег практически не задерживается, и тогда коэффициент $\mu = 0$; при уклонах кровли $\alpha \leq 25^\circ$ коэффициент $\mu = 1,0$, т.е. считается, что

весь снег остается на крыше. При промежуточных значениях наклона кровли величина коэффициента μ принимается по интерполяции.

При определении снеговой нагрузки учитывают вероятность того, что снег может распределяться неравномерно по кровле (на одном скате больше, чем на другом, или около выступающих частей могут образовываться снеговые мешки, см. Приложение 3* СНиП). Учет данных обстоятельств ведется при помощи рассмотрения различных схем загрузки снеговой нагрузкой (при расчете принимается такое из приведенных в СНиП загрузке, которое является худшим для рассчитываемой конструкции).

• Для ветровых нагрузок коэффициент надежности по нагрузкам принимается $\gamma_f = 1,4$.

Для других нагрузок в нормах существуют указания по назначению коэффициентов надежности по нагрузкам.

3.4. Сочетания нагрузок

Нагрузки действуют, как правило, не отдельно, а в сочетании друг с другом. Нормы предписывают учитывать совместное действие нагрузок, при этом в зависимости от их состава должны различаться:

а) *основные сочетания нагрузок*, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

б) *особое сочетание нагрузок*, состоящее из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок.

При основном сочетании, если принята одна кратковременная нагрузка, она принимается без уменьшения; если приняты две и более, они домножаются на коэффициент 0,9, а длительные нагрузки на коэффициент 0,95.

При особом сочетании кратковременные нагрузки принимаются с коэффициентом 0,8, особые без снижения, длительные — с коэффициентом 0,95. Подробнее см. пп. 1.10–1.13 СНиП 2.01.07-85*.

3.5. Единицы измерения, используемые при расчетах строительных конструкций

Единицы измерения, принятые в настоящее время для расчетов строительных конструкций, определяются строительными нормами СН 528-80 «Перечень единиц физических величин, под-

лежащих к применению в строительстве». Некоторые величины и их единицы измерения приведены в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Величина	Обозначение	Единица измерения
Масса	m	кг (килограмм)
Объем	V	м ³ (метры кубические)
Плотность материала	ρ	кг/м ³
Удельный вес	$\gamma = \rho \cdot g$	Н/м ³ , кН/м ³
Нормативная сосредоточенная нагрузка, сила	$N_n = m \cdot g$ $N_n = \gamma \cdot V$	Н, кН (ньютон, килоньютон)
Напряжение, давление, распределенная по площади нагрузка	$\sigma = N/A$, $p = N/A$	Па, кПа, МПа (паскаль, килопаскаль, мегапаскаль)
Нагрузка, распределенная по длине элемента (погонная нагрузка)	$q = N/l$	Н/м, кН/м

Из табл. 3.1 видно, что, зная плотность материала, можно определить его удельный вес по формуле $\gamma = \rho g$, где g — ускорение свободного падения, $g = 9,81$ м/сек² (допускается в расчетах принимать $g \approx 10$ м/сек²).

При расчете возникает необходимость перевода единиц измерения. Обычно нагрузки, силы определяются в кН, так как Н слишком малая величина. Для ориентировки в соотношении единиц измерения следует знать, что 1 кПа = 1 кН/м²; 1 МПа = 1000 кПа; 0,1 МПа = 1 кН/см².

Примеры и некоторые указания по сбору нагрузок

Пример 3.1. Плотность железобетона $\rho = 2500$ кг/м³, определить удельный вес железобетона.

Решение.

1. Вычисляем удельный вес железобетона $\gamma = \rho g \approx 2500 \cdot 10 = 25000$ Н/м³ = 25 кН/м³.

Пример 3.2. Определить нагрузку от собственного веса железобетонной колонны по следующим данным: сечение колонны $bh = 300 \times 300$ мм, высота $l = 4,5$ м.

Решение.

1. Находим объем колонны $V = bhl = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 4,5 = 0,405 \text{ м}^3$.
 2. Принимая плотность железобетона из примера 3.1, находим нормативную нагрузку от собственного веса колонны $N_n = \gamma_V = 0,405 \cdot 25 = 10,125 \text{ кН}$.

3. Определяем расчетную нагрузку от собственного веса колонны, принимая коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ (табл. 1 СНиП 2.01.07-85*), $N = N_n \gamma_f = 10,125 \cdot 1,1 = 11,138 \text{ кН}$.

Нагрузку от собственного веса сборных железобетонных конструкций можно определить, пользуясь массами этих конструкций, которые указаны в каталогах.

Пример 3.3. В соответствии с данными каталога сборная железобетонная балка имеет массу $m = 1,5 \text{ т}$, определить нагрузку от собственного веса балки.

Решение.

1. Определяем нормативную нагрузку $N_n = mg = 1,5 \cdot 10 = 15 \text{ кН}$ (если вместо тонн подставить килограммы, то получим ньютоны).

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

Для определения нагрузки от собственного веса стальных конструкций учитывают, что плотность стали принимается $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$, или пользуются массами погонного метра проката, которые приводятся в сортаменте прокатных элементов (см. Приложение 1).

Пример 3.4. Определить нагрузку от собственного веса равнополочного уголка $50 \times 50 \times 5$, длиной $l = 5,0 \text{ м}$.

Решение.

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

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

При определении нагрузок от часто встречающихся стандартных плит перекрытия нормативная нагрузка, приходящаяся на 1 м^2 , определяется заранее и выписывается в таблицу, так же поступают с рулонными и листовыми материалами (табл. 3.2).

Временные нагрузки на перекрытия зданий различного назначения, как уже отмечалось, принимают по табл. 3 СНиП 2.01.07-85* (табл. 3.3 учебника). В таблице дается полное и пониженное значение нагрузки, пониженное значение нагрузки соответствует длительной части временной нагрузки.

Таблица 3.2

Некоторые нормативные нагрузки на 1 м^2

№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, g_n , кПа	γ_f
1	Пустотная плита ПК (с учетом заливки швов между плитами)	3,2	1,1
2	Ребристая плита размером $3 \times 6 \text{ м}$	1,47	1,1
3	Один слой рубероида (толи, пергамина) на мастике	0,03–0,05	1,3
4	Пароизоляция — слой битума	0,03	1,3
5	Асбестоцементные волнистые листы	0,15–0,22	1,2

Пример 3.5. Определить временную нагрузку на перекрытие квартир жилых зданий.

Решение.

1. Выписываем из табл. 3.3 нормативные значения временных нагрузок. Полное нормативное значение соответствует кратковременной нагрузке на перекрытие квартиры $p_n = 1,5 \text{ кПа}$; пониженное значение $p_l = 0,3 \text{ кПа}$ — длительная часть временной нормативной нагрузки.

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

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

$$p_l = p_l' \gamma_f = 0,3 \cdot 1,3 = 0,39 \text{ кПа}.$$

При определении нагрузок на 1 м^2 от конструкций (или элементов), расположенных с определенным шагом, необходимо нагрузки от собственного веса одного метра конструкции разделить на шаг конструкций.

Пример 3.6. Определить нагрузку на 1 м^2 от веса деревянных лаг, расположенных с шагом $a = 0,4 \text{ м}$. Сечение лаг $bh = 50 \times 50 \text{ мм}$; плотность древесины $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$.

Решение.

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

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

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

Сбор нагрузок на конструкции обычно выполняется последовательно сверху вниз. Нагрузки на 1 м^2 удобнее собирать в таб-

личной форме (см. пример 3.7 сбора нагрузок). После определения нагрузок на 1 м^2 нагрузки собираются на рассчитываемый элемент (конструкцию).

Таблица. 3.3

Временные нормативные нагрузки на перекрытия
(извлечение из табл. 3 СНиП2.01.07-85*)

Здания и помещения	Нормативное значение нагрузок p_d , кПа	
	полное	пониженное
1. Квартиры жилых зданий; спальные помещения; палаты больницы	1,5	0,3
2. Служебные помещения административного персонала; классные помещения; бытовые помещения	2,0	1,0
3. Залы: читальные обеденные собраний торговые, выставочные	2,0	0,7
	3,0	1,0
	4,0	1,4
	не менее 4,0	не менее 1,4
4. Чердачные помещения	0,7	—

Нагрузка на рассчитываемый элемент передается с площади, которая называется грузовой, — $A_{гр}$. Определение грузовой площади рассмотрим на примере 3.7 (рис. 3.3). Для определения грузовой площади необходимо мысленно представить, как и через какие конструкции передаются нагрузки на элемент, на который производится сбор нагрузок.

Так, в осях А—Б 3—4 плана здания нагрузки на стены передаются от перекрытия через железобетонные плиты (которые на плане не показаны). Мы можем представить, что с половины длины плиты нагрузка передается на наружную стену по оси А, а с другой половины — на внутреннюю стену (ось Б). Учитывая, что при расчете фундамента под стены условно «вырезается» и рассчитывается один погонный метр фундамента, принимаем ширину грузовой площади 1 м и определяем длину грузовой площади $l_{гр}$. Для стены по оси А она будет $l_{гр,1} = 3,0 \text{ м}$. На стену по оси Б нагрузка передается с двух сторон, и длина грузовой площади $l_{гр,2} = 6,0 \text{ м}$.

Нагрузка на колонну в осях Б—2 будет передаваться последовательно — с плит перекрытия на балки, а с половины каждой балки на колонну (с другой половины балки нагрузка будет передаваться на пилястру). При расчете колонны нам необходимо определить сосредоточенную силу, возникающую от нагрузки, которая

собирается с грузовой площади $A_{гр} = 4,5 \cdot 6 = 27 \text{ м}^2$. Зная нагрузку, приходящуюся на один квадратный метр перекрытия $q_{перекр}$ можно определить нагрузку на колонну $N = q_{перекр} \cdot A_{гр}$ (кН). Аналогично определится нагрузка на один погонный метр фундамента $N = q_{перекр} \cdot l_{гр}$ (кН/м).

План первого и второго этажей

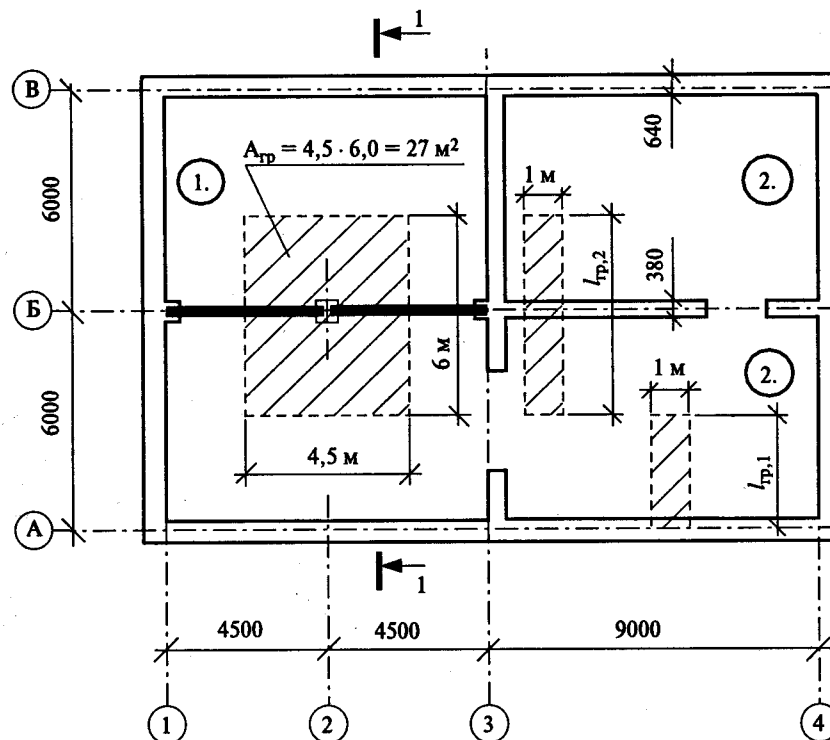


Рис. 3.3. К примеру 3.7. План первого и второго этажей здания:
1 — торговый зал; 2 — административные и бытовые помещения.

Пример 3.7. Произвести сбор нагрузок на низ кирпичной колонны сечением $b \cdot h_c = 380 \times 380 \text{ мм}$ в осях Б—2. Здание двухэтажное (см. рис. 3.3; 3.4); первый и второй этажи идентичны по составу помещений: в осях 1—3 торговые залы, в осях 3—4 административные и бытовые помещения; пол первого этажа выполнен по грунту; район строительства г. Казань (IV снеговой район). Все детали, не влияющие на выполнение расчета, опущены (лестничные клетки, дверные и оконные проемы и т.д.).

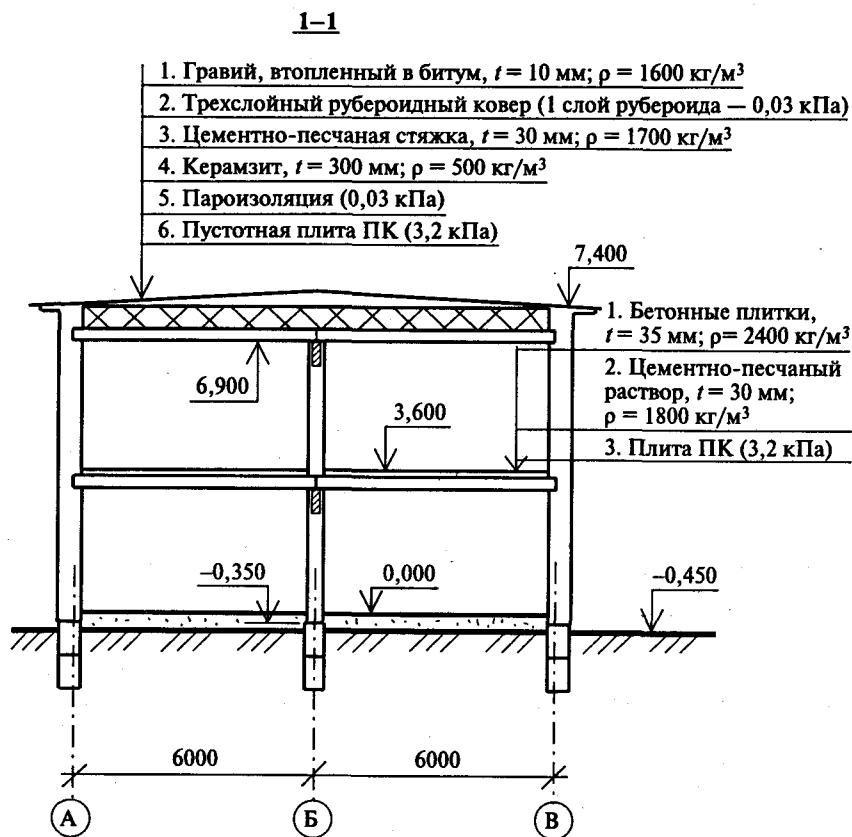


Рис. 3.4. Разрез 1-1 здания — к примеру 3.7

Решение. 1.

Собираем нагрузки на один квадратный метр покрытия:

№ п/п	Нагрузки	Подсчет	Нормативная нагрузка	γ	Расчетная нагрузка
I. Постоянные нагрузки					
1	Гравий, втопленный в битум	$0,01 \cdot 16$	0,16	1,3	0,21
2	Трехслойный рубероидный ковер	$0,03 \cdot 3$ слоя	0,09	1,3	0,12
3	Цементно-песчаная стяжка	$0,03 \cdot 17$	0,51	1,3	0,66

№ п/п	Нагрузки	Подсчет	Нормативная нагрузка	γ	Расчетная нагрузка
I. Постоянные нагрузки					
4	Керамзит	$0,30 \cdot 5$	1,5	1,3	1,95
5	Пароизоляция	—	0,03	1,3	0,04
6	Пустотная плита ПК	—	3,2	1,1	3,52
	Итого		$g_n = 5,49$ кПа		$g = 6,5$ кПа
II. Временные нагрузки					
1	Снеговая нагрузка	$s = s_0 \mu = 2,4 \cdot 1$ $s_n = s_0 \mu 0,7 = 2,4 \cdot 1 \cdot 0,7$	$s_n = 1,68$ кПа	—	$s = 2,4$ кПа
	Всего		$q_{покрытия}^n = 7,17$ кПа		$q_{покрытия} = 8,9$ кПа

2. Собираем нагрузки на один квадратный метр перекрытия:

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

3. Определяем нагрузку от кирпичной колонны.

По разрезу здания определяем высоту колонны $H = 6,9 + 0,35 = 7,25$ м; сечение колонны:

$b_c h_c = 380 \times 380$ мм. Плотность кирпичной кладки $\rho = 1800$ кг/м³ (удельный вес $\gamma = 18$ кН/м³).

$N_{колонны}^n = b_c h_c H \gamma = 0,38 \cdot 0,38 \cdot 7,25 \cdot 18 = 18,84$ кН — нормативная нагрузка;

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

4. Нагрузка от веса балок:

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

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

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

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

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

$N = q_{\text{покрытия}} A_{\text{гр}} + q_{\text{перекрытия}} A_{\text{гр}} + n_{\text{балок}} N_{\text{балки}} + N_{\text{колонны}} = 8,9 \cdot 27 + 10,58 \cdot 27 + 2 \cdot 9,9 + 20,72 = 566,48 \text{ кН}.$

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

Нагрузки, собранные в примере 3.7, будут использованы на протяжении всего учебника для расчетов конструкций (колонн, балок, фундаментов).

Задачи для самостоятельной работы

Задача 3.1. Определить нагрузку на один квадратный метр перекрытия административного помещения. Перекрытие состоит из следующих слоев:

- линолеум на мастике, $t = 4 \text{ мм}$, $\rho = 1100 \text{ кг/м}^3$;
- цементно-песчаная стяжка, $t = 30 \text{ мм}$, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$;
- звукоизоляционный слой (пенобетонные плиты), $t = 50 \text{ мм}$, $\rho = 350 \text{ кг/м}^3$;
- пустотная плита ПК.

Задача 3.2. Пользуясь данными примера 3.7, определить нагрузку на 1 погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4 от собственного веса кирпичной кладки стены ($\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$). Отметку верха фундамента принять такую же, как у фундамента колонны.

Задача 3.3. Пользуясь данными примера 3.7 и задачами 3.1, 3.2, собрать нагрузку на погонный метр фундамента по оси Б в осях 3–4.

4. КОНСТРУКТИВНАЯ И РАСЧЕТНАЯ СХЕМЫ

Построение расчетной схемы представляет собой важную составную часть расчета конструкции. Известно, что от того, насколько точно конструктивная схема заменяется расчетной схемой, зависят надежность и экономичность рассчитываемой конструкции.

В основу построения расчетной схемы могут быть положены различные принципы. В рамках нашего курса воспользуемся статико-кинематической аналогией расчетных и конструктивных схем.

4.1. Балки

4.1.1. Конструктивная и расчетная схемы простой балки

Для конкретности рассуждений рассмотрим сначала простую балку, т.е. балку на двух опорах, которые обеспечивают наиболее простое прикрепление ее к нижележащим конструкциям (колоннам, стенам).

Схему балки, в которой отражены материал, форма и размеры сечения, а также специальные устройства (анкеры, болты, приварка и т.д.), *будем называть конструктивной схемой балки*. На рис. 4.1 приведены конструктивные схемы железобетонной (а), деревянной (б) и стальной (в) балок, а также способы прикрепления их к нижележащим конструкциям, которые служат для балок опорами.

Конструктивные схемы по ряду причин, на которых не будем останавливаться, не дают возможности определить реакции опор и внутренние усилия в балке, поэтому введем следующие упрощения:

а) балку заменим ее геометрической осью, т.е. линией, проходящей через центры тяжести поперечных сечений. Это упроще-

ние позволяет не рассматривать материал, форму и размеры сечения, считая, что реакции и внутренние усилия от них не зависят, а зависят только от нагрузок, действующих на балку;

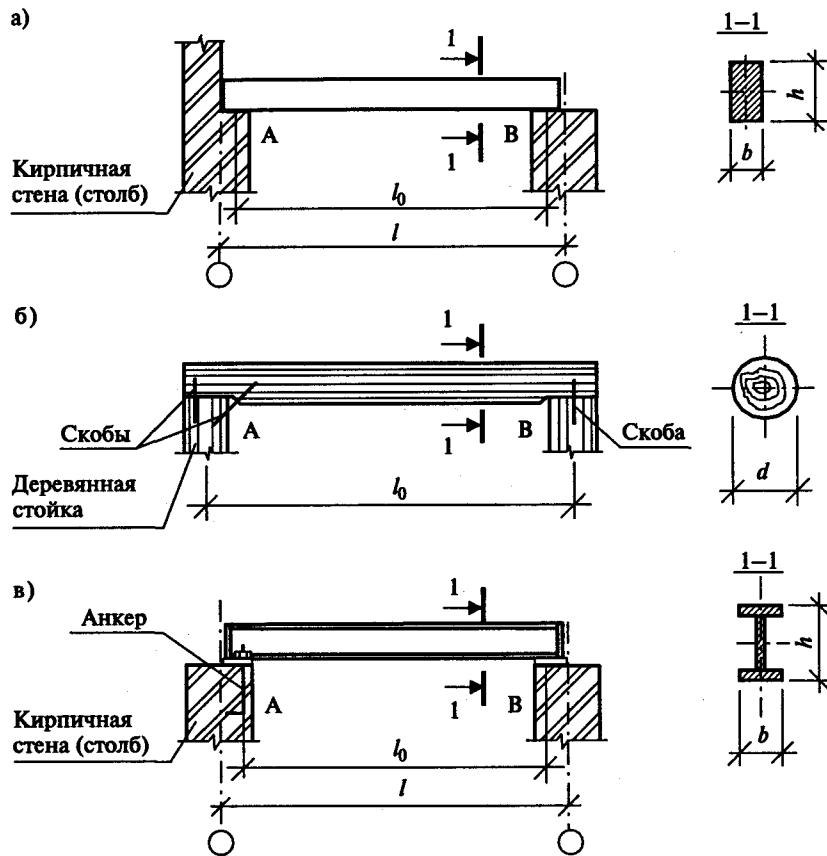


Рис. 4.1. Конструктивные схемы балок:
а) железобетонной; б) деревянной; в) стальной;
 l_0 — расчетный пролет (определяется по рис. 4.3)

б) силу давления балки на опору F будем считать приложенной в одной точке — центре опорной поверхности. Это допущение вытекает из предпосылки, что давление балки на опору p равномерно распределено по всей опорной поверхности (рис. 4.2), на самом деле оно передается неравномерно, но учесть это трудно;

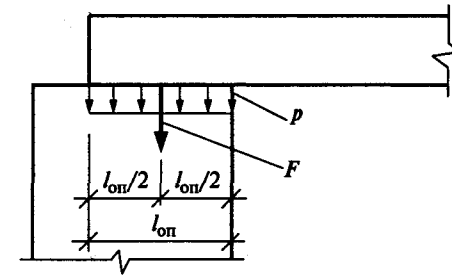


Рис. 4.2. Схема распределения давления под балкой:
 $l_{оп}$ — длина опорного участка балки

в) расстояние между серединами опорных участков считается расчетной длиной балки l_0 или расчетным пролетом (рис 4.3) — $l_0 = l - 2(l_{оп}/2) - 2\delta$;

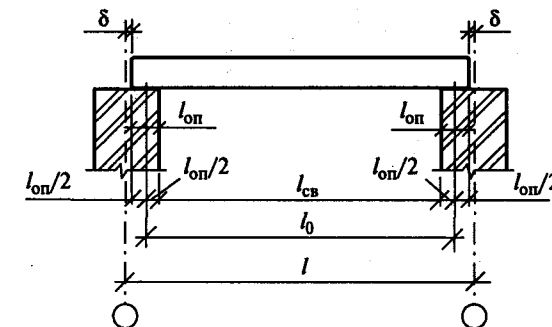


Рис. 4.3. Схема определения расчетного пролета: l — расстояние между разбивочными осями; $l_{св}$ — расстояние между опорами в свету; l_0 — расчетный пролет; $l_{оп}$ — опорный участок; δ — расстояние от оси до края элемента

г) будем считать, что силы трения по плоскости контакта балки и опоры (или теперь в точке опирания балки) отсутствуют (опоры, в которых пренебрегают силой трения, называют идеальными).

Полученная на основе принятых упрощений схема балки называется ее **расчетной схемой**.

Таким образом, **расчетная схема любой конструкции вообще и балки в частности — это идеализированное изображение конструктивной схемы, в которой не отражены свойства, незначительно влияющие на точность расчета.**

Для получения расчетной схемы балок, изображенных на рис. 4.1, подробно рассмотрим их опоры. При этом также будем различать **конструктивную и расчетную схемы опор** балки.

Будем считать, что расчетная схема опоры соответствует конструктивной при принятых упрощениях, если они имеют одинаковые статические и геометрические (или кинематические) признаки. Под геометрическими признаками подразумевается количество независимых перемещений рассматриваемого сечения (в данном случае концов балки). Под статическими признаками подразумевается количество реактивных опорных усилий.

Покажем, как будут выглядеть расчетные схемы опор для железобетонной балки, изображенной на рис. 4.1, а. Конструктивная схема правой опоры В представлена на рис. 4.4, а. С точки зрения геометрии такая опора препятствует только вертикальному перемещению конца балки, но допускает горизонтальное перемещение (если пренебречь силами трения), и под нагрузкой происходит поворот торцевого сечения $a-b$ на некоторый угол φ_1 . С точки зрения статики в такой опоре возникает единственная (в рассматриваемом случае вертикальная) реакция V_B по направлению перемещения, которое исключается опорой. Представим расчетную схему опоры в виде одного вертикального стержня с шарнирами по концам (рис. 4.4, б).

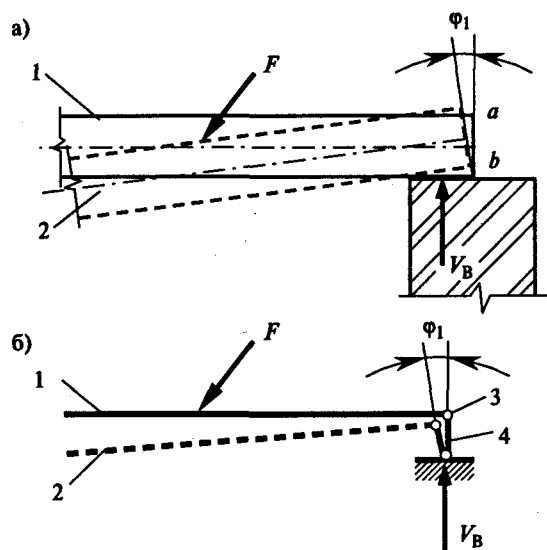


Рис. 4.4. Схема шарнирно-подвижной опоры:

а) конструктивная схема; б) расчетная схема;

1 — балка до приложения силы F ; 2 — балка после приложения силы F ;
3 — шарнир; 4 — опорный стержень

Очевидно, изображенная расчетная схема правой опоры вполне соответствует конструктивной и по геометрическим признакам, так как опорный стержень препятствует только вертикальному перемещению, и по статическим признакам, так как возникает единственная реакция по направлению опорного стержня. **Такая опора (и ее расчетная схема) называется шарнирно-подвижной:** шарнирной потому, что допускает поворот сечения балки на опоре, и подвижной потому, что допускает горизонтальное перемещение конца балки.

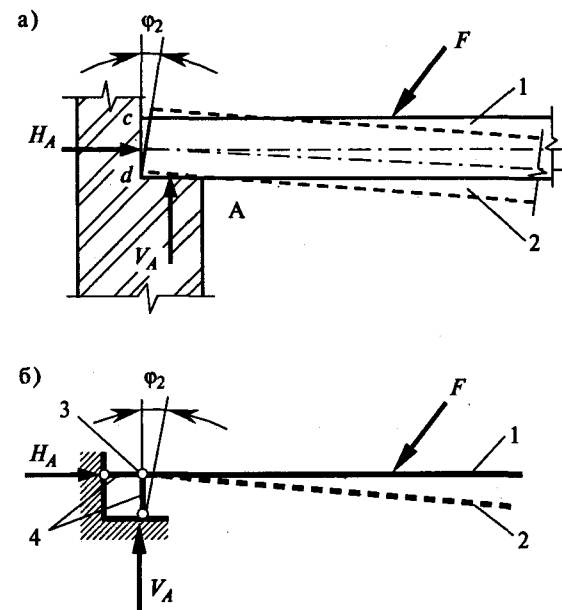


Рис. 4.5. Схема шарнирно-неподвижной опоры:

а) конструктивная схема; б) расчетная схема; 1 — балка до приложения силы F ; 2 — балка после приложения силы F ; 3 — шарнир; 4 — опорные стержни

Конструктивная схема опоры А представлена на рис. 4.5, а. С точки зрения геометрии такая опора характерна тем, что препятствует вертикальному и горизонтальному перемещениям и допускает поворот сечения $c-d$ на опоре на некоторый угол φ_2 . С точки зрения статики такая опора характеризуется возникновением двух составляющих реакций (H_A и V_A). Представим расчетную схе-

му такой опоры в виде двух опорных стержней: вертикального и горизонтального (рис. 4.5, б). Полученная расчетная схема левой опоры вполне соответствует конструктивной схеме и по геометрическим признакам, так как опорные стержни препятствуют вертикальному и горизонтальному перемещениям, но не препятствуют повороту сечения, и по статическим признакам, так как по направлению каждого стержня возникает реакция. Строго говоря, возникает одна наклонная реакция, которую для удобства расчетов представляют в виде двух составляющих.

Такая опора (и ее расчетная схема) называется шарнирно-неподвижной: шарнирной потому, что она допускает поворот сечения на опоре, и неподвижной потому, что не допускает никаких линейных перемещений конца балки.

Расчетная схема простой балки на двух опорах в целом представлена на рис. 4.6, б. Шарнирно-неподвижная опора также может изображаться в виде двух стержней, образующих треугольник (рис. 4.6, в). Оба варианта изображений опоры равноценны как с геометрической, так и со статической точки зрения.

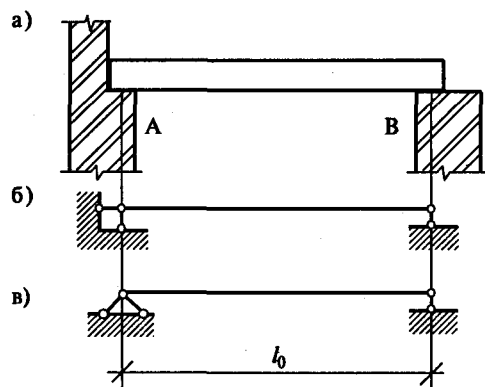


Рис. 4.6. Схема простой балки:

а) конструктивная схема простой балки; б), в) расчетные схемы

Поскольку в расчетной схеме простой балки не отражается материал, размеры, форма сечения и материал опор, ясно, что одной расчетной схеме может соответствовать несколько конструктивных схем. Например, для всех трех балок, изображенных на рис. 4.1 — железобетонной, металлической, деревянной, расчетная схема будет одна — та, что показана на рис. 4.6 (б или в).

Построение расчетной схемы часто сопряжено с учетом очень многих факторов. Например, если сила F будет действовать не справа налево, а слева направо, как показано на рис. 4.7, то на левой опоре следует предусмотреть специальные устройства (анкеры, болты, прихватку сваркой закладных деталей балки и опоры — рис. 4.6) или поменять местами опоры. Последнее утверждение весьма условно, так как обычно опоры балки проектируются без учета направления нагрузок. Хотя в строительной практике наиболее часто встречаются вертикальные нагрузки, но опоры балки также должны обеспечивать ее неподвижность в горизонтальном направлении.

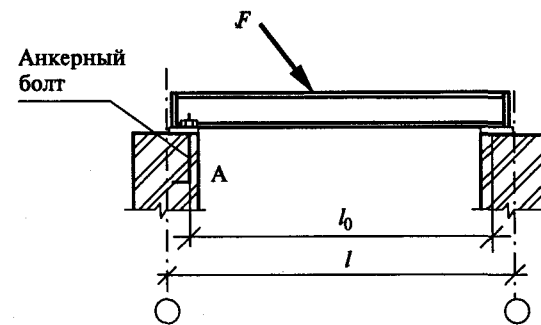


Рис. 4.7. Крепление балки к опоре с помощью анкерного устройства

Опираие балок или плит на кирпичные стены может быть осуществлено в соответствии с рис. 4.8, а. Если исходить из принятых выше обозначений опор, то такая балка должна иметь две шарнирные неподвижные опоры (рис. 4.8, в). В реальных балочных конструкциях при таком опирании под действием нагрузки в результате деформации балки расстояние между ее концами уменьшается, не встречая сопротивления опор горизонтальным перемещениям концов балки (если нет специальных устройств, препятствующих этому перемещению), — рис. 4.8, б. Более того, между торцом балки и, например, кирпичной кладкой всегда имеется зазор. Эти обстоятельства дают возможность считать только одну (причем при вертикальной нагрузке — любую) опору неподвижной, а расчетную схему принимать по рис. 4.8, г.

Если балка опирается на стены, как показано на рис. 4.9, а, что возможно в период строительства, то в расчетной схеме следовало бы считать в соответствии с принятыми упрощениями обе опоры подвижными (рис. 4.9, б). При отсутствии трения балка пре-

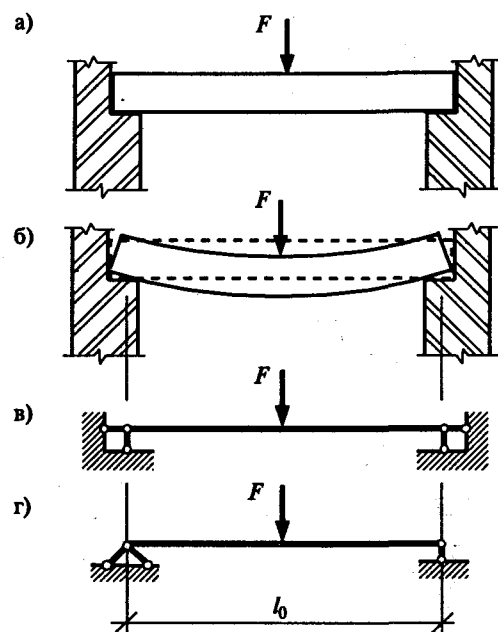


Рис. 4.8. Вариант опирания балки на кирпичные стены:
а) фактическая схема; б) деформированная схема; в) расчетная реальная схема; г) расчетная схема, принимаемая для расчета

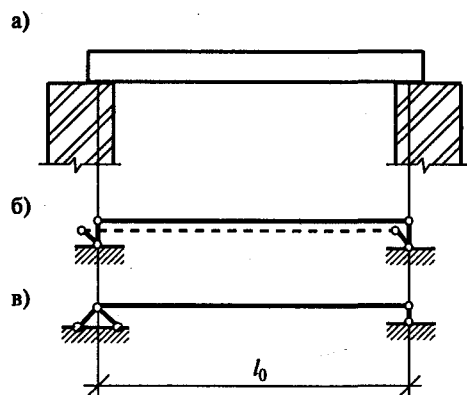


Рис. 4.9. Вариант опирания балки в период строительства:
а) конструктивная схема; б) расчетная идеальная схема;
в) расчетная реальная схема

вращается в механизм, который начинает двигаться под действием незначительной случайной горизонтальной нагрузки, и поэтому не может быть конструкцией. В реальных конструкциях обязательно присутствует трение, которое обеспечивает неподвижность балки при незначительных горизонтальных нагрузках. Если они могут быть значительными, то необходимы специальные устройства, обеспечивающие неподвижность балки хотя бы на одном конце (анкеры, прихватка сваркой и т.п.). Поэтому расчетная схема такой балки может быть принята по рис. 4.9, в.

Балка на двух опорах может иметь один конец свободный (рис. 4.10, а), тогда участок балки длиной a , расположенный за опорой, называется консольным. Расчетная схема такой балки дана на рис. 4.10, б.

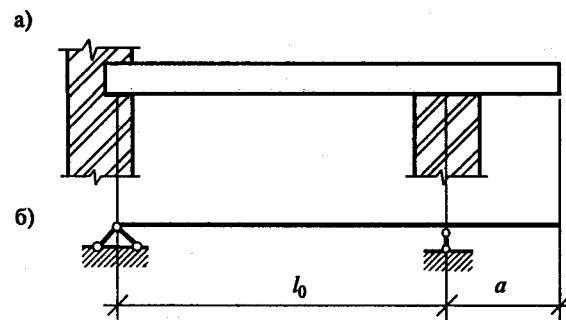


Рис. 4.10. Балка с консольным участком:
а) конструктивная схема; б) расчетная схема

Опоры, показанные на приведенных рисунках, применяют для сравнительно коротких балок. Для большепролетных балок и ферм, например, мостовые опоры устраивают иначе. Это вызвано тем, что при большой длине балки ее температурные удлинения (укорочения) значительны и силы трения существенно препятствуют свободной деформации, поэтому опоры надо устроить так, чтобы по возможности уменьшить силы трения. Кроме того, специально обеспечивают свободный поворот сооружений на опорах. Опоры, обеспечивающие свободный поворот (шарнирные опоры), показаны на рис. 4.11. Правая опора выполнена подвижной (катковая опора), что обеспечивает свободу температурных деформаций.

При построении расчетной схемы по заданной конструктивной схеме вводимые упрощения и гипотезы должны давать разумную расчетную схему.

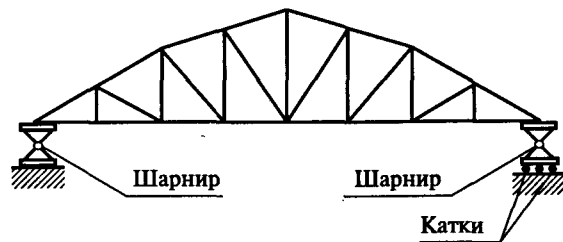


Рис. 4.11. Опоры большепролетных конструкций

4.1.2. Конструктивная и расчетная схемы консоли (консольной балки)

Балка может быть прикреплена к основанию с помощью жесткой заделки (рис. 4.12, а). Балку, у которой один конец прикреплен жестко к основанию, а другой свободен, называют консолью. Многие строительные конструкции работают как консоли: балконные плиты, козырьки, карнизные плиты и т.д.

Такая опора с геометрической точки зрения характерна тем, что препятствует вертикальному, горизонтальному и угловому перемещениям опорного сечения. С точки зрения статики такая опора характеризуется тем, что дает три реактивных фактора (V_{A1} , V_{A2} , H_A), причем величины реакций V_{A1} и V_{A2} зависят от глубины заделки $l_{оп}$. Представим расчетную схему консоли в виде трех опорных стержней — рис. 4.12, б. В каждом опорном стержне возникает по одной реакции: H_A , V_{A1} , V_{A2} . Однако в расчетах неудобно иметь дело с реакциями V_{A1} и V_{A2} , зависящими от длины заделки, поэтому расчетную схему чаще представляют по рис. 4.12, в, где пара сил V_{A1} и V_{A2} заменена моментом M_A , его называют опорным моментом. Такую опору принято называть жестко защемляющей или жесткой заделкой. За расчетный пролет l_0 консоли принимают расстояние от края заделки до свободного конца балки.

Защемление строительных конструкций на опорах во многом определяется глубиной заделки $l_{оп}$, материалом, в который заделывается балка, и специальными мерами, обеспечивающими крепление (постановка анкеров, сварка, замоноличивание и т.д.). Безусловно, защемление обладает некоторой податливостью, величина этой податливости зависит от ряда причин, которые трудно учесть. Для большинства балочных конструкций, опирающихся на кирпичные стены на глубину 120–250 мм, очень трудно обеспечить полное защемление на опорах. Поэтому при опирании балки без специальных устройств и при небольшой глубине заделки

при расчетах защемлением пренебрегают (рис. 4.13, а). Расчетную схему такой балки принимают по рис. 4.13, б.

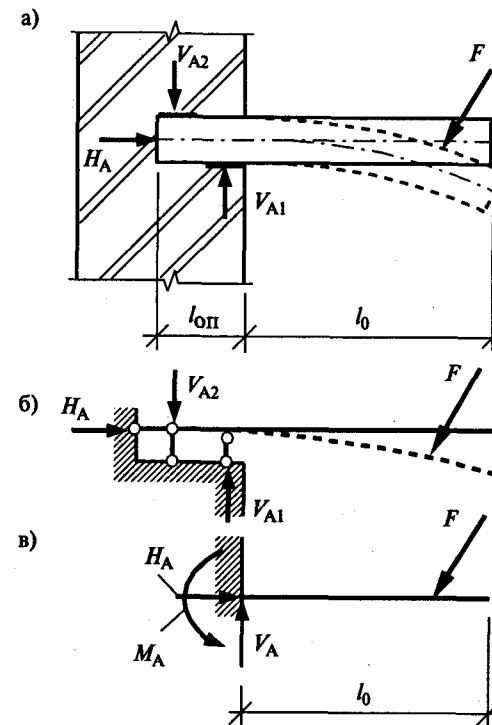


Рис. 4.12. Схема консоли:

а) конструктивная схема; б), в) расчетные схемы

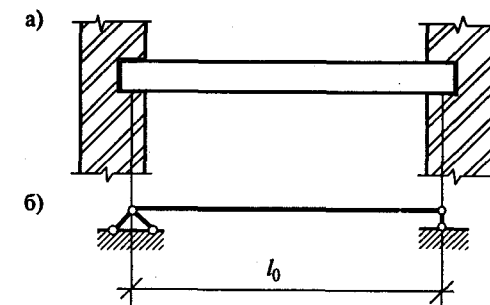


Рис. 4.13. Вариант опирания железобетонной балки (плиты) на кирпичные стены: а) конструктивная схема; б) расчетная схема

Здесь были рассмотрены только опоры простых балок, с тех же позиций можно рассмотреть шарнирные и неразрезные балки, уделяя особое внимание конструктивному оформлению шарниров или неразрезности балок, встречающихся в строительной практике.

Еще раз обратим внимание на то, что расчетные схемы должны отражать действительные условия работы сооружений и конструкций с целесообразной точностью.

4.2. Колонны: конструктивные и расчетные схемы

Принципы построения расчетной схемы балки можно перенести и на колонны. Не повторяя правил, приведенных для построения расчетных схем простых балок и консолей, построим их для некоторых конструктивных схем стальных, железобетонных, деревянных и кирпичных колонн (стоек, столбов).

Стальные колонны. Простейшие стальные колонны, которые и будут рассматриваться в учебнике, прикрепляются к фундаментам с помощью опорных плит (относительно толстых стальных листов) и анкерных болтов. Они не обеспечивают жесткого защемления внизу и обладают податливостью, поэтому такое закрепление считается шарнирным (рис. 4.14).

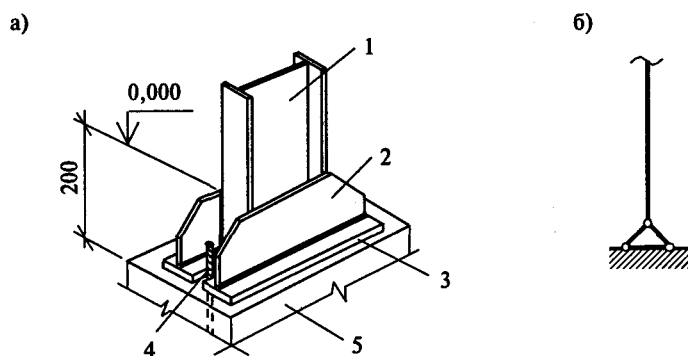


Рис. 4.14. Шарнирное крепление колонны к фундаменту:
а) конструктивная схема; б) расчетная схема;
1 — колонна; 2 — траверса; 3 — опорная плита базы колонны;
4 — анкерные болты (гайки, шайбы не показаны); 5 — фундамент

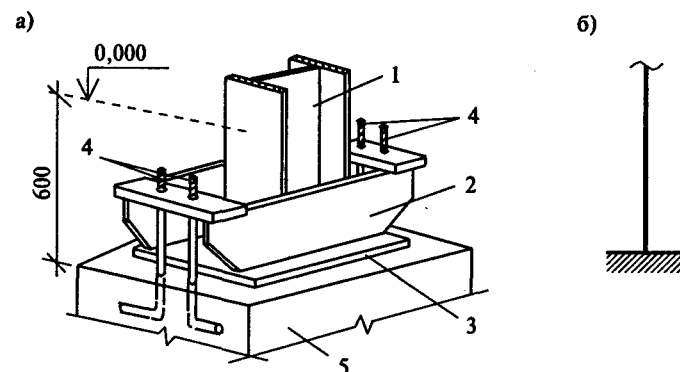


Рис. 4.15. Жесткое крепление колонны к фундаменту: а) конструктивная схема; б) расчетная схема; 1 — колонна; 2 — траверса; 3 — опорная плита базы колонны; 4 — анкерные болты (гайки, шайбы не показаны); 5 — фундамент

При необходимости обеспечить жесткое защемление прикрепления колонны к фундаменту используют более сложную конструкцию траверсы (рис. 4.15). Из рисунка видно, что поворот нижнего сечения колонны или опорной плиты практически исключается.

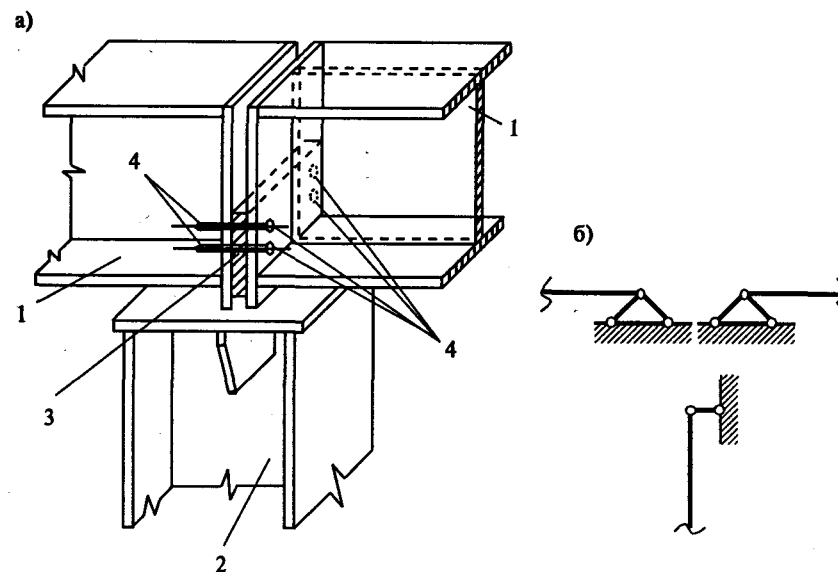


Рис. 4.16. Шарнирное прикрепление балки к стальной колонне: а) схема опирания балок; б) расчетная схема опор для балок и колонны; 1 — балки; 2 — колонна; 3 — стальная прокладка; 4 — болты (гайка и головка болта не показаны)

Балки к колоннам могут прикрепляться как шарнирно, так и жестко. Пример шарнирного соединения балки с колонной показан на рис. 4.16, при таком креплении возможен поворот торцевого сечения. Пример жесткого соединения изображен на рис. 4.17, где балка через опорное ребро передает нагрузку на опорный столик колонны, а жесткое присоединение балки к колонне обеспечивается болтами, которые исключают поворот сечений, т.е. делают узел жестким. При этом следует понимать, что жесткость соединения балки с колонной зависит не от того, опирается она сверху или сбоку, а от способа соединения, обеспечивающего или не обеспечивающего возможность поворота. Опираание балки сверху можно сделать жестким, а примыкание сбоку шарнирным (если убрать часть болтов, оставив их только в нижней части соединения).

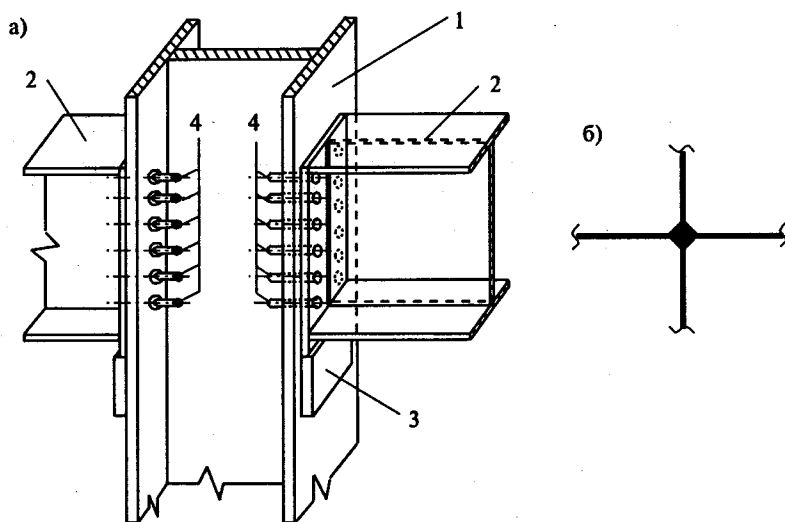


Рис. 4.17. Жесткое прикрепление балок к стальной колонне сбоку: а) схема опирания балок; б) расчетная схема сопряжения колонны и балок; 1 — колонна; 2 — балки; 3 — опорный столик колонны; 4 — болты (гайки и головки болтов не показаны)

Железобетонные колонны. Наиболее распространенные случаи соединения железобетонных колонн с фундаментом приведены на рис. 4.18, а. Колонны жестко заделываются в стакане фундамента с помощью монолитного бетона, что дает основание считать нижнюю часть колонны жестко заделанной на уровне обреза фундамента. Это справедливо, если размеры фундамента значительны и не дают возможности повернуться колонне вместе с фундамен-

том. Если размеры фундамента невелики, а колонна достаточно мощная, то возможен ее поворот вместе с фундаментом, что больше соответствует шарнирной опоре (рис. 4.18, б).

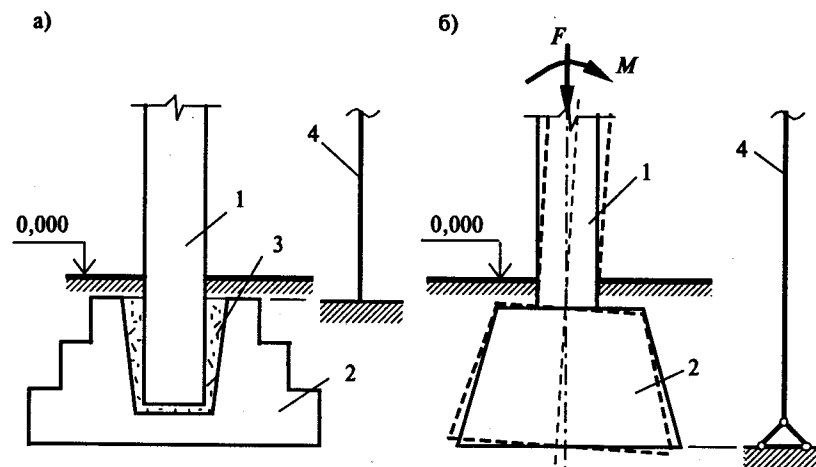


Рис. 4.18. Заделка железобетонных колонн в фундаментах: а) жесткая при значительных размерах фундамента; б) шарнирная при небольших размерах фундамента и мощной колонне; 1 — колонна; 2 — фундамент; 3 — заделка стыка бетоном; 4 — расчетная схема колонны

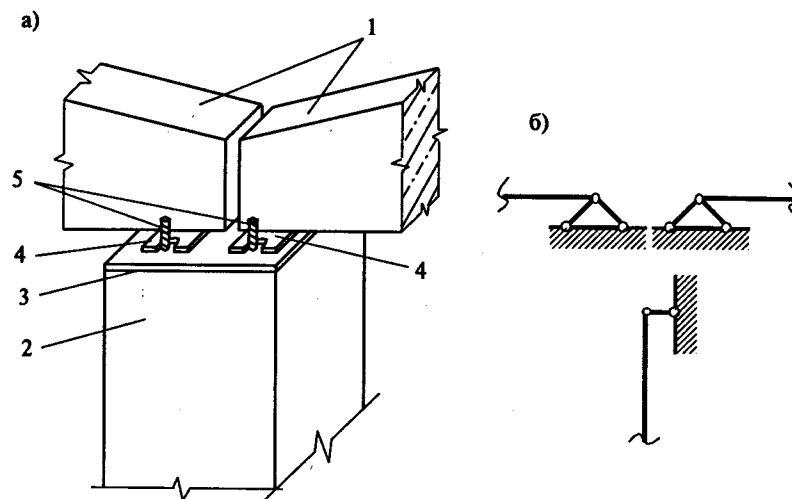


Рис. 4.19. Шарнирное опирание стропильной железобетонной балки на колонну: а) схема опирания; б) расчетная схема опирания балок на колонну и колонны на балки; 1 — балки; 2 — колонна; 3 — опорная плита колонны; 4 — закладные детали балки; 5 — болты (гайки не показаны)

Балки или фермы могут опираться сверху на колонну, в этом случае они крепятся с помощью анкерных болтов с гайками или при помощи приварки закладных деталей монтажными сварными швами. Подобное соединение можно считать шарнирным (рис. 4.19). В многоэтажных железобетонных каркасах опирание ригеля выполняется на консоль колонны, и в случае, когда приняты специальные меры, исключающие поворот опорного сечения ригеля, узел крепления считается жестким (рис. 4.20). Если крепление ригелей к консолям колонн осуществлено просто приваркой закладных деталей, соединение считается шарнирным.

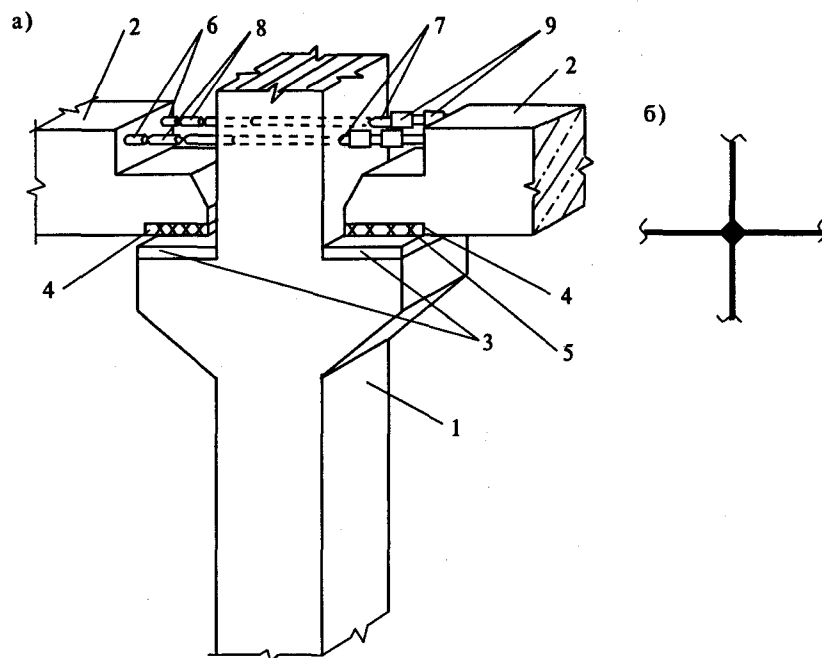


Рис. 4.20. Жесткое соединение железобетонного ригеля с колонной:
а) схема соединения; б) расчетная схема сопряжения колонны и ригелей;
1 — колонна; 2 — ригель; 3 — закладные детали колонны; 4 — закладные детали ригеля; 5 — монтажный сварной шов, соединяющий закладные детали; 6 — выпуски арматуры из ригеля; 7 — выпуски арматуры из колонны; 8 — арматурные коротыши — стержни, привариваемые к выпускам арматуры ригеля и колонны; 9 — стык, выполненный ванной сваркой

Для определения расчетных длин железобетонных колонн многоэтажных зданий следует пользоваться указаниями п. 3.25, а одноэтажных — табл. 32 СНиП 2.03.01-84*.

Деревянные стойки. Наиболее простой и распространенной конструкцией сопряжения деревянных стоек с лежнем и прогоном является конструкция, изображенная на рис. 4.21. Очевидно, что и сверху и внизу закрепление с помощью скоб и шипов является шарнирным. В деревянных стойках вообще трудно обеспечить жесткое защемление. Даже если замонолитить нижний конец стойки подобно железобетонной колонне в фундаменте, то из-за неизбежной со временем усушки древесины защемление будет частичным, что и учитывается в расчетах.

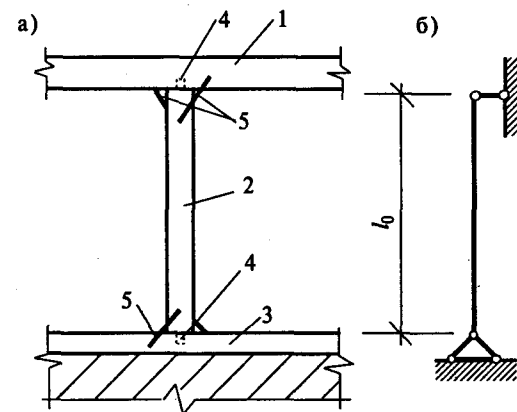


Рис. 4.21. Соединение деревянной стойки с прогоном:
а) схема соединения; б) расчетная схема стойки; 1 — прогон;
2 — стойка; 3 — лежень; 4 — шип; 5 — скоба

Кирпичные колонны. За редким исключением, кирпичные колонны опираются внизу на фундамент, и на них свободно опираются балки — как правило, без специальных приспособлений (анкеров, обойм и т.д.), а это значит, что оба конца колонны в таком случае являются шарнирными (рис. 4.22).

Из вышеизложенного следует, что шарнирное прикрепление колонн к конструкциям достигается более простыми приемами, нежели жесткое. Поэтому в простейших стоечно-балочных системах оно наиболее распространено. В многоэтажных, многопролетных каркасах жесткое соединение конструкций обеспечивает большую жесткость здания или сооружения в целом, что часто достаточно важно и позволяет более рационально использовать материалы.

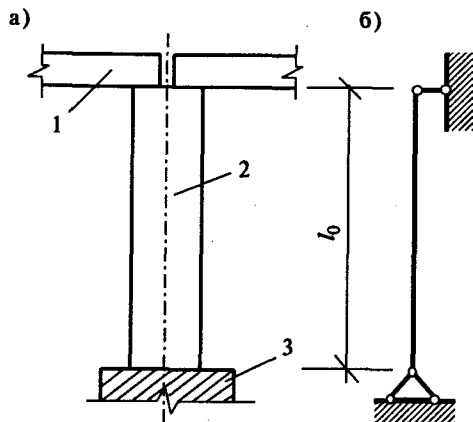


Рис. 4.22. Соединение кирпичной колонны с балкой и фундаментом:
а) конструктивная схема столба; б) расчетная схема; 1 — балка;
2 — колонна; 3 — фундамент

Примеры построения расчетных схем

Пример 4.1. Руководствуясь изложенной методикой построения расчетной схемы, построить расчетную схему для деревянной балки, опирающейся на деревянные стойки и закрепленной с помощью стальных скоб (рис. 4.23).

Решение.

Если приложить какую-либо силу F , как изображено на рис. 4.23, б, то видно, что левая опора не дает возможности перемещения конца балки, а правый конец балки может перемещаться.

Значит, левая опора неподвижная, а правая подвижная. Если приложить силу, как показано на рис. 4.23, в, то видно, что оба конца балки могут почти свободно повернуться на некоторый угол, когда балка прогибается. Это значит, оба конца балки закреплены шарнирно. Подытоживая сказанное, можно сделать заключение о том, что левая опора шарнирно-неподвижная, а правая — шарнирно-подвижная. Расчетная схема балки изображена на рис. 4.23, г. Не представляет труда проанализировать опоры и со статической точки зрения: на правой опоре при приложении произвольно направленной нагрузки возникает одна вертикальная реакция, а на левой опоре — наклонная реакция, которую можно разложить на две составляющие (вертикальную и горизонтальную).

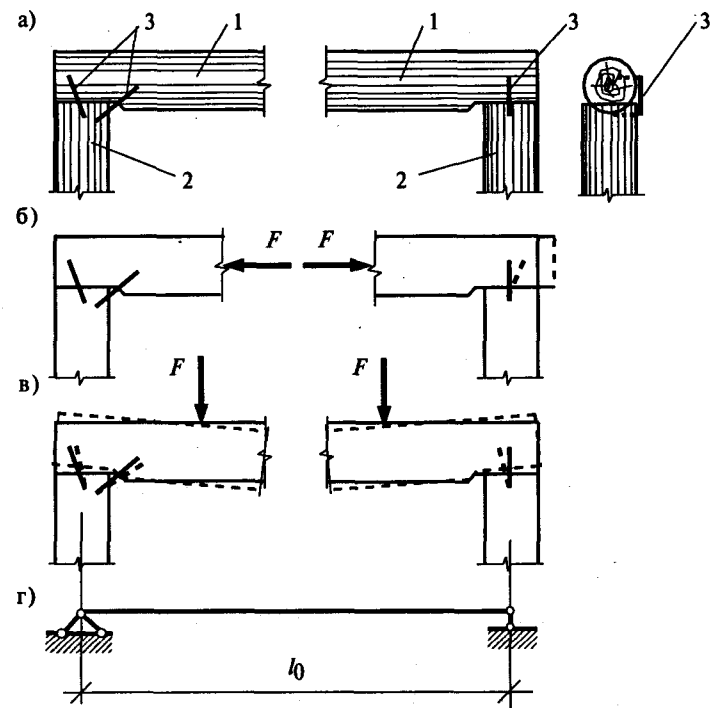


Рис. 4.23. К примеру 4.1. Опираение деревянной балки на стойки:
а) конструктивная схема; б), в) возможные перемещения балки;
г) расчетная схема балки; 1 — балка; 2 — стойка; 3 — скобы

Задачи для самостоятельной работы

Задача 4.1. Обоснуйте и изобразите расчетную схему для железобетонного лестничного марша, опирающегося на лестничные площадки, как показано на рис. 4.24.

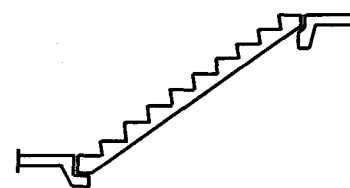


Рис. 4.24. К задаче 4.1.
Опираение лестничного марша на лестничные площадки

Задача 4.2. Оцените, какими считаются следующие соединения: стальной колонны с фундаментом (рис. 4.25, а) стальной колонны с балкой (рис. 4.25, б) — шарнирными или жесткими?

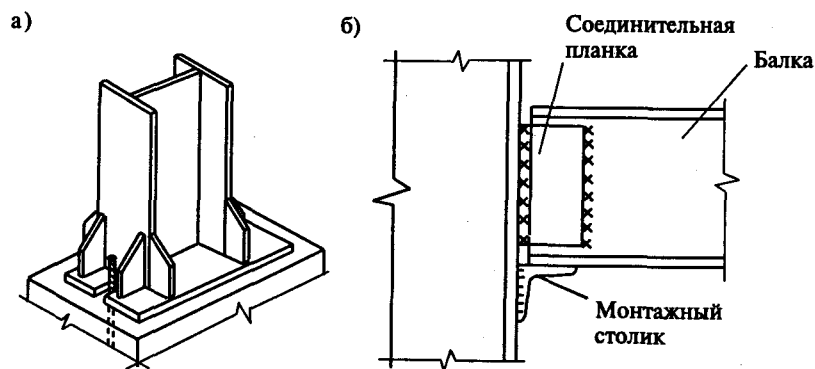


Рис. 4.25. К задаче 4.2.

а) соединение колонны с фундаментом; б) соединение колонны с балкой

5. ОСНОВЫ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, РАБОТАЮЩИХ НА СЖАТИЕ

Брус, работающий преимущественно на сжатие, в строительной механике принято называть стойкой (колонной).

Колонны (стойки) представляют собой вертикальные стержневые элементы, передающие нагрузку от вышерасположенных конструкций на фундамент или на нижерасположенные конструкции. Колонны применяются для поддержания перекрытий и покрытий зданий, перекрытий рабочих площадок, подкрановых конструкций, путепроводов, трубопроводов и т.п.

Как уже указывалось, наиболее распространенными материалами для несущих строительных конструкций, в том числе и для колонн, являются: сталь, железобетон, кирпич (камень), древесина. В зависимости от материала за ними закрепилсь определенные названия: стальные и железобетонные принято называть колоннами, деревянные — стойками, а кирпичные (каменные) — столбами. Сжатые элементы с небольшими размерами поперечного сечения, а также растянутые элементы при расчете называются стержнями. К сжатым элементам относятся: колонны, верхние пояса и часть стержней решетки ферм, пояса арок и др.

5.1. Расчет колонн. Общие положения

По характеру работы различают центрально-сжатые колонны и внецентренно сжатые. Центрально-сжатыми называются элементы, нагрузка на которые действует по центру тяжести сечения (в колоннах с симметричным сечением центр тяжести сечения принимается совпадающим с геометрическим центром (рис. 5.1, а). На внецентренно сжатые колонны сила действует не по центру тяжести, а с эксцентриситетом e_0 (рис. 5.1, б) или, что равнозначно, одновременно приложены продольная сила N и изгибающий момент M , полагая, что $e_0 = M/N$.

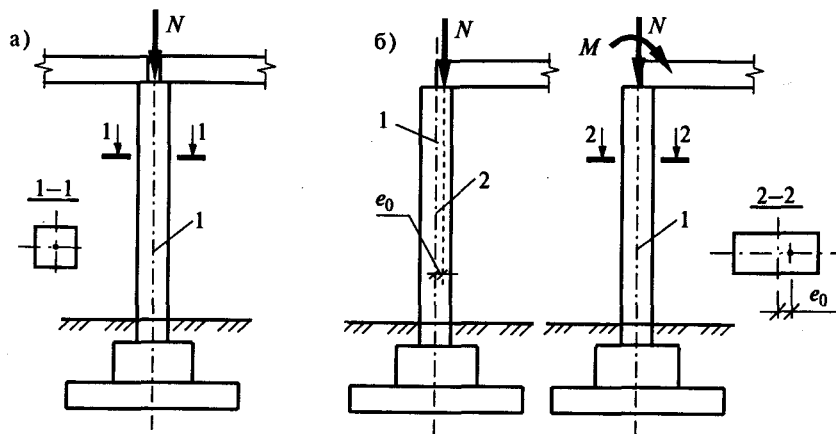


Рис. 5.1. Сжатые колонны: а) центрально-сжатые; б) внецентренно сжатые; 1 — ось центра тяжести колонны; 2 — ось приложения нагрузки

Центральное сжатие более выгодно, так как конструкция испытывает менее сложное напряженное состояние, что позволяет зачастую проектировать более простые сечения элементов и полностью использовать несущую способность материала.

5.1.1. Работа центрально-сжатых колонн под нагрузкой и предпосылки для расчета по несущей способности

Напряженно-деформированное состояние центрально-сжатых колонн и характер их разрушения зависят от многих факторов: материала, размеров и формы поперечного сечения, длины, способов закрепления концов и т.д. Можно выделить некоторые общие для всех материалов черты в их работе под нагрузкой, а также указать на особенности работы.

Если поставить цель довести колонну (далее будем иметь в виду центрально-сжатую, если не оговорено особо) до разрушения, то в подавляющем большинстве случаев это произойдет от потери общей устойчивости вследствие появления продольного изгиба, или, иначе говоря, выпучивания стойки (рис. 5.2, а). Изгиб стержня может произойти и от силы, приложенной перпендикулярно к его оси, но тогда изгиб называют поперечным, а не продольным (рис. 5.2, б).

При продольном или поперечном изгибе разрушение элемента происходит оттого, что напряжения в его крайних волокнах дости-

гают предельных величин, и материал разрушается. Продольному изгибу в той или иной степени подвержены все сжатые элементы, его проявление зависит от их гибкости и материала, из которого изготовлен сжатый элемент. Стальные и деревянные колонны, как правило, имеют небольшие размеры поперечного сечения и являются более гибкими, а железобетонные и каменные имеют более значительные размеры поперечного сечения и, следовательно, обладают меньшей гибкостью. Нормы учитывают безопасные величины продольного изгиба — это и положено в основу расчета колонн.

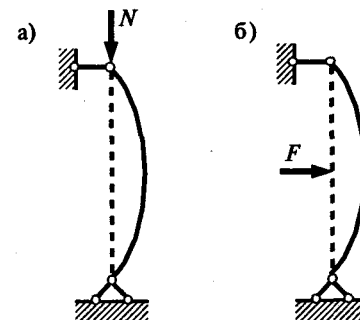


Рис. 5.2. Изгиб стержня: а) продольный изгиб; б) поперечный изгиб

5.1.2. Расчет центрально-сжатых колонн (стоек). Общие подходы

Расчет прочности центрально-сжатых колонн (элементов) ведется из предпосылки, что нормальные напряжения σ в их поперечном сечении распределяются равномерно (рис. 5.3).

В строительных конструкциях исходя из расчета по предельным состояниям несущая способность считается обеспеченной, если выполняется условие (2.1)

$$N \leq \Phi,$$

где N — наибольшая вероятная нагрузка;

Φ — наименьшая вероятная несущая способность сечения, которая зависит от расчетного сопротивления материала R и площади поперечного сечения A , т.е. формула (2.1) принимает вид

$$N \leq RA. \quad (5.1)$$

Формулу (5.1) можно рассматривать как базовую при расчетах прочности.

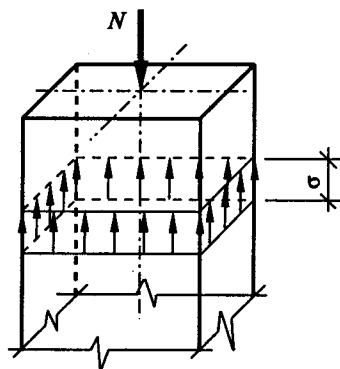


Рис. 5.3. Распределение напряжений в сечении колонны при центральном сжатии

В большинстве случаев при работе колонн возникает, как уже говорилось, явление продольного изгиба, при котором несущая способность колонны уменьшается. В расчетных формулах сжатых колонн (элементов) это учитывается введением коэффициента продольного изгиба φ , имеющего значения меньше 1,0. Поэтому, расчетная формула для расчета центрально-сжатых колонн независимо от материала принимает вид

$$N \leq \varphi R A. \quad (5.2)$$

Формулу (5.2) можно рассматривать как базовую при расчетах на устойчивость. Для каждого из материалов: стали, железобетона, камня, дерева — она видоизменяется с учетом особенностей их работы под нагрузкой.

Величину коэффициента продольного изгиба φ можно определить по формулам, которые опытным путем установлены для каждого из материалов, но для удобства расчетов для его определения в строительных нормах обычно приводятся таблицы. Основным параметром, от которого зависит φ , является гибкость стержня (колонны) — λ . Не останавливаясь на математических обоснованиях, укажем, что гибкость определяется по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (5.3)$$

где l_0 — расчетная длина стержня, которая, в свою очередь, определяется по формуле

$$l_0 = \mu l, \quad (5.4)$$

где l — геометрическая длина стержня;

μ — коэффициент, зависящий от способов закрепления концов стержня, и определяется он по табл. 5.1: а) шарнирное закрепление верхнего и нижнего концов стержня; б) верхний конец стержня закреплен шарнирно, а нижний зашцеилен; в) зашцеиление верхнего и нижнего концов стержня; г) верхний конец стержня не закреплен, а нижний зашцеилен; д) верхний конец стержня закреплен шарнирно на упругоподвижной опоре, а нижний конец стержня зашцеилен.

Таблица 5.1

Схемы изгиба стержней при различных способах закрепления

Схемы закрепления концов стержней		а)	б)	в)	г)	д)
Коэффициент μ	Стальные конструкции	$\mu = 1,0$	$\mu = 0,7$	$\mu = 0,5$	$\mu = 2,0$	μ — зависит от степени подвижности опоры
	Деревянные конструкции	$\mu = 1,0$	$\mu = 0,8$	$\mu = 0,65$	$\mu = 2,2$	

Коэффициент расчетной длины μ при расчете деревянных конструкций отличается от коэффициентов, принятых при расчете стальных конструкций, так как учитывает, что из-за усушки древесины невозможно обеспечить полное зашцеиление концов деревянных стержней. Определение расчетных длин для железобетонных и кирпичных колонн рассмотрено в соответствующих параграфах, но в целом выполняется аналогично определению расчетных длин для стальных и деревянных элементов. Правила построения расчетных схем изложены в главе 4.

В знаменателе формулы (5.3) присутствует величина i , которая называется радиусом инерции. Она определяется по формуле

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad (5.5)$$

где I — момент инерции сечения стержня; A — площадь сечения стержня.

Некоторые формулы для определения характеристик различных сечений, необходимых для расчетов, приведены в табл. 5.2.

Таблица 5.2

Формулы для определения характеристик сечений

Сечение элемента				
A	bh	bh	$\frac{\pi D^2}{4}$	$\frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi d^2}{4}$
I_x	$\frac{bh^3}{12}$	$\frac{b^4}{12}$	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{\pi D^4}{64} - \frac{\pi d^4}{64}$
I_y	$\frac{hb^3}{12}$	$\frac{b^4}{12}$	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{\pi D^4}{64} - \frac{\pi d^4}{64}$
i_x	$0,289h$	$0,289h$	$0,25D$	$0,25\sqrt{D^2 - d^2}$
i_y	$0,289b$	$0,289b$	$0,25D$	$0,25\sqrt{D^2 - d^2}$

Для стального проката (уголков, швеллеров, двутавровых балок) радиусы инерции и другие характеристики приведены в сортаменте (Приложение 1).

Вследствие ряда причин расчетные длины стержней могут быть различными в разных плоскостях: l_{0x} — расчетная длина стержня относительно оси $x-x$; l_{0y} — расчетная длина стержня относительно оси $y-y$ (рис. 5.4). Из рисунка видно, что форма изгиба конструкции в ее плоскости отличается от формы изгиба в плоскости, лежащей перпендикулярно плоскости конструкции, и, соответственно, расчетные длины стойки при работе в разных плоскостях различны.

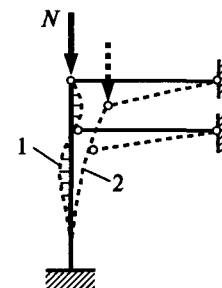


Рис. 5.4. Формы изгиба конструкции в разных плоскостях: 1 — изгиб стойки в плоскости конструкции; 2 — изгиб стойки в плоскости, перпендикулярной плоскости конструкции

Так как размеры сечения часто не одинаковы относительно осей изгиба, могут различаться и радиусы инерции относительно этих осей (i_x , i_y) и, следовательно, могут различаться гибкости (λ_x , λ_y):

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y}. \quad (5.3, a)$$

Продольный изгиб центрально-сжатого элемента будет происходить относительно оси, по отношению к которой гибкость больше.

Уже говорилось, что для коротких колонн коэффициент продольного изгиба $\varphi = 1$, обычно при практических расчетах в колоннах значение коэффициента $\varphi = 0,5-0,8$. При больших значениях гибкости (длинных колоннах с небольшим сечением) опасное напряженное состояние наступает при очень небольших нагрузках, поэтому вводится понятие предельной гибкости $\lambda_{пред}$, которая не должна быть превышена независимо от величины нагрузки. Значения предельной гибкости приводятся в нормах, они зависят от характера нагрузки (статическая или динамическая), конструкции, материала. Способы их определения будут рассмотрены в соответствующих темах.

Если сжатая конструкция в расчетном сечении имеет ослабление (отверстия, врезки или состоит из нескольких ветвей), то необходимо проводить расчет прочности и устойчивости (условия 5.1, 5.2). Если в сплошной колонне ослаблений нет, напряжения получаются больше в расчетах устойчивости и в этом случае ограничиваются только расчетом устойчивости (условие 5.2).

В некоторых конструкциях устойчивость элемента в целом обеспечивается, но теряется устойчивость отдельных его участков, и в этом случае необходимо проводить расчет на местную устойчивость, который приводится в нормах проектирования.

Отметим, что основная расчетная формула (5.2) дает возможность решать следующие типы задач:

тип 1: определение размеров сечения колонны от заданной нагрузки N :

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

После определения требуемой площади поперечного сечения выполняется подбор размеров сечения. Это наиболее распространенный тип задач при расчете и проектировании колонн;

тип 2: проверка несущей способности колонны:

$$N \leq \varphi RA.$$

Такая задача может возникнуть при изменении нагрузки (замене вышележащих конструкций, оборудования и т.д.), а также при проверке принятых размеров сечения колонны;

тип 3: определение несущей способности колонны (Φ):

$$\Phi = \varphi RA.$$

Такая задача может рассматриваться как самостоятельная, но ее применение ограничено, и она является частным случаем типа 2, поэтому мы в дальнейшем будем говорить о двух типах задач при расчете колонн.

Общепринято после подбора сечения делать проверку его несущей способности, поэтому при расчете, как правило, приходится решать оба типа задач.

Материалы, используемые в сжатых элементах, различаются как по прочности, так и по характеру работы при сжатии. Если стальные конструкции работают упруго, то в конструкциях из других материалов уже при относительно небольших нагрузках возникают наряду с упругими деформациями пластические деформации (упругопластическая работа). Все это приводит к тому, что расчеты конструкций, выполненных из различных материалов, имеют свои особенности, которые приводятся в соответствующих главах СНиП.

5.1.3. Понятие о расчете внецентренно сжатых колонн

В отличие от центрального сжатия при внецентренном сжатии напряжения в поперечном сечении распределяются неравномерно. При этом возможны три основных случая (рис. 5.5):

а) $\sigma_{min} > 0$, $\sigma_{max} > 0$;

б) $\sigma_{min} = 0$, $\sigma_{max} > 0$;

в) $\sigma_{min} < 0$, $\sigma_{max} > 0$.

При внецентренном сжатии на продольный изгиб оказывает влияние изгибающий момент, и поэтому размеры сечения внецентренно сжатых элементов увеличивают в направлении действия момента, тем самым уменьшая в этом направлении гибкость (увеличивая жесткость).

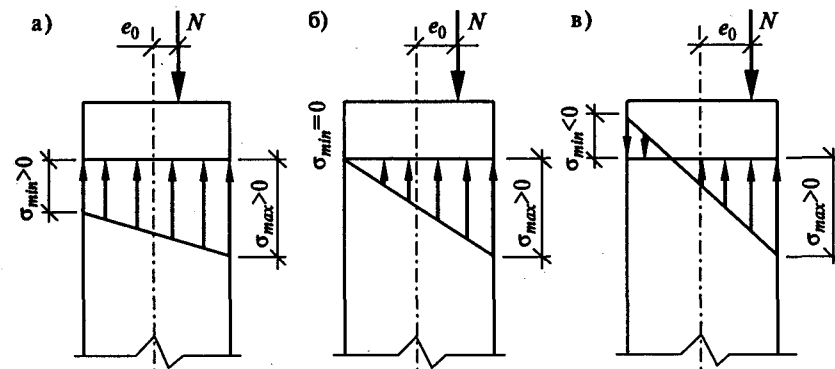


Рис. 5.5. Распределение напряжений при внецентренном сжатии

Расчетные формулы при внецентренном сжатии выводятся из предпосылки: $\sigma_{max} \leq R_{сжатию}$, а в случае возникновения растягивающих напряжений в сечении элемента также учитывается условие $\sigma_{min} \leq R_{растяжению}$ (рис. 5.5, в).

Расчет внецентренно сжатых колонн более сложен, чем расчет центрально-сжатых колонн, и в большей степени зависит от материала. Внецентренно сжатые железобетонные и каменные колонны необходимо рассчитывать не только на прочность, общую устойчивость, но в некоторых случаях на раскрытие трещин. В рамках нашего курса расчет конструкций на внецентренное сжатие в основном не рассматривается.

5.2. Расчет стальных колонн

5.2.1. Область распространения и простейшие конструкции стальных колонн

Стальные колонны широко распространены в общественных и промышленных зданиях. Они часто дороже железобетонных, каменных и тем более деревянных, но есть области, где применение их целесообразно и экономически оправдано, например, как уже отмечалось, в промышленных зданиях при высоте более 10 метров, при тяжелом режиме работы мостовых кранов. Применяется сталь также и для небольших по высоте и нагрузкам колонн, так как их изготовление из прокатных профилей позволяет выполнять колонны относительно малого сечения быстро и достаточно просто, что в конечном итоге оказывается экономически оправдано.

Простейшей конструкцией стальных колонн (рис. 5.6) является сплошная колонна постоянного сечения, выполненная из трубы или прокатного двутавра (лучше широкополочного). Достаточно часто выполняются сплошные колонны составного сечения из прокатных элементов: двух швеллеров, уголков и других комбинаций. Сплошные колонны могут быть сварены из трех листов, повторяя по форме сечения прокатных двутавров (рис. 5.7). Колонны также могут выполняться сквозного сечения: на планках (рис. 5.8, а) или решетчатые (рис. 5.8, б). В рамках нашего курса будет рассмотрен расчет сплошной колонны из прокатного широкополочного двутавра.

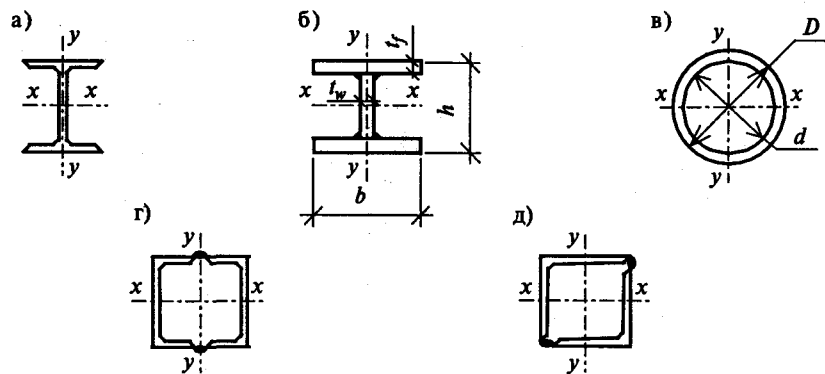


Рис. 5.6. Сечения сплошных колонн: а) прокатный двутавр; б) сварной двутавр; в) труба; г) сечение из двух швеллеров; д) сечение из двух уголков

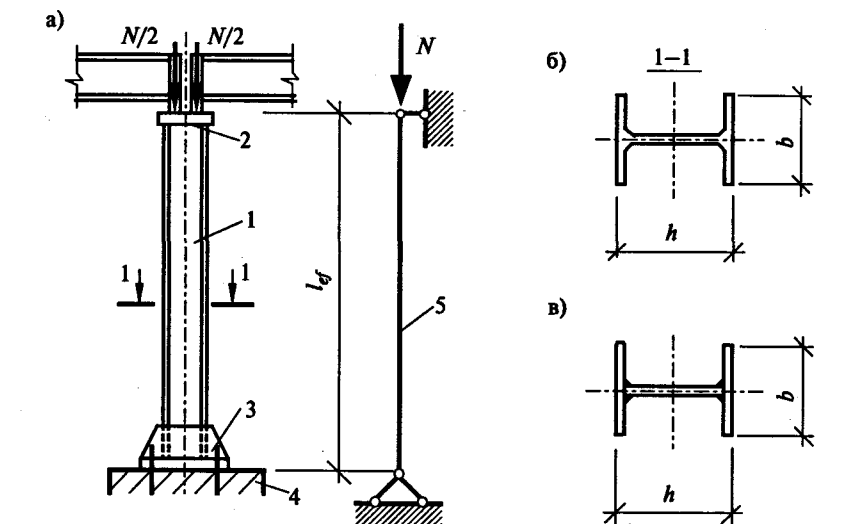


Рис. 5.7. Сплошная центрально-сжатая колонна: а) конструкция; б) сечение из прокатной двутавровой балки; в) двутавровое сечение, сваренное из листов; 1 — стержень колонны; 2 — оголовок колонны; 3 — база колонны; 4 — фундамент; 5 — расчетная схема

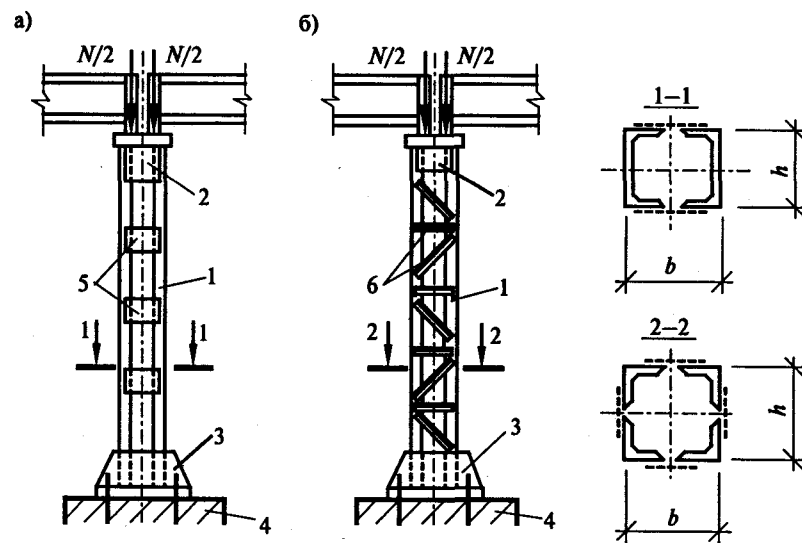


Рис. 5.8. Сквозные центрально-сжатые колонны: а) соединение ветвей на планках; б) соединение ветвей решеткой из уголков; 1 — стержень; 2 — оголовок; 3 — база колонны; 4 — фундамент; 5 — планки; 6 — уголки

5.2.2 Особенности работы стальных колонн под нагрузкой и предпосылки для расчета

Несущая способность колонн может быть исчерпана по ряду причин:

- 1) от потери общей устойчивости;
- 2) от потери прочности, что возможно, когда в поперечном сечении имеются отверстия, ослабляющие сечение колонны (например, технологические отверстия, отверстия для болтов и т.п.), либо в колоннах сквозного сечения, когда устойчивость колонны обеспечивается тем, что ветви колонны расставлены далеко от главных осей при ограниченной площади их сечения (рис. 5.8), и в этом случае потеря прочности может произойти раньше, чем потеря общей устойчивости;
- 3) от потери местной устойчивости (рис. 5.9, а); для исключения этого явления применяются специальные меры, например постановка поперечных ребер жесткости (рис. 5.9, б), конструктивное увеличение толщины листов, из которых изготавливается колонна, и т.п. В прокатных двутаврах, трубах их толщины и сечения подобраны таким образом, что потери местной устойчивости обычно не происходит, поэтому основными случаями потери несущей способности для таких колонн остаются первые два.

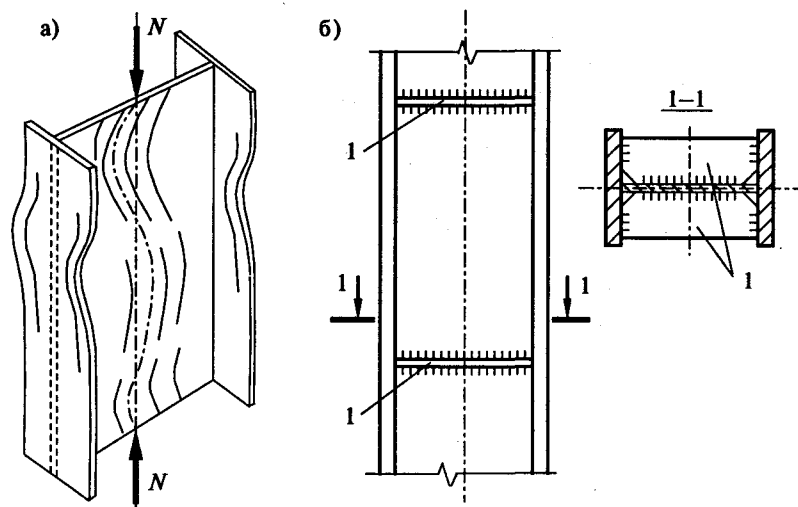


Рис. 5.9. Потеря местной устойчивости: а) схема потери местной устойчивости сварного двутавра; б) постановка ребер жесткости для обеспечения местной устойчивости; 1 — ребра жесткости

5.2.3. Расчет центрально-сжатых стальных колонн сплошного сечения

В соответствии с вышесказанным при расчете стержня колонны строительные нормы предписывают выполнение следующих расчетов: по прочности, по потере общей устойчивости, а также при этом необходимо ограничивать гибкость.

Расчет прочности выполняют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.1, a)$$

где σ — нормальное напряжение в сечении колонны;

N — расчетная продольная сила;

A_n — площадь сечения нетто, т.е. площадь сечения за вычетом площади ослаблений, например при наличии отверстий для болтов и др.;

R_y — расчетное сопротивление стали по пределу текучести, (табл. 2.2);

γ_c — коэффициент условия работы, устанавливается в соответствии с табл. 2.3 (при расчетах прочности сплошных колонн $\gamma_c = 1,1$).

Как уже отмечалось, обычно несущая способность колонн теряется в результате продольного изгиба. Поэтому размеры сечения стержня принимают из расчета на устойчивость.

Расчет на устойчивость выполняют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\phi A} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.2, a)$$

где ϕ — коэффициент продольного изгиба;

A — площадь без учета ослаблений (брутто).

Независимо от расчета на прочность и устойчивость нормы ограничивают наибольшую гибкость стержня колонны, которая должна быть не больше предельной (табл. 5.4).

Проверка гибкости выполняется по формуле

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \leq \lambda_{пред}, \quad (5.3, б)$$

где l_{ef} — расчетная длина колонны; в СНиП II-23-81* «Стальные конструкции» в отличие от других норм расчетная длина обозначается l_{ef} (эффективная длина);

i — радиус инерции сечения.

Как уже говорилось, из приведенных формул можно решать два типа задач: определять размеры сечения колонн (тип 1) или проверять несущую способность (тип 2).

Общий порядок подбора сечения стержня колонны (тип 1)

1. Определяют нагрузку на колонну; в общем случае она определяется по указаниям раздела 3; в простейших учебных задачах нагрузка может быть задана.

2. Устанавливают расчетную схему, см. раздел 4.

3. В зависимости от расчетной схемы находят расчетную длину колонны по формуле (5.4)

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

где μ — коэффициент расчетной длины (табл. 5.1);

l — геометрическая длина колонны.

4. Назначают тип поперечного сечения стержня колонны: труба, прокатный двутавр, составное сечение из прокатных профилей и т.п.

5. Принимают сталь для колонны; выбор стали зависит от конструкции колонны, величины нагрузок, климатического района и условий эксплуатации (отапливаемое или неотапливаемое здание), экономического обоснования и т.д. В целях упрощения расчета и в рамках рассматриваемых примеров будем принимать любую из сталей: С235, С245, С275; С345.

6. Для принятой стали определяют расчетное сопротивление по пределу текучести R_y (табл. 2.2).

7. Определяют коэффициент условия работы колонны γ_c (табл. 2.3).

8. Определяют требуемую площадь поперечного сечения стержня. Требуемая площадь сечения находится из формулы (5.2)

$$A \geq \frac{N}{\phi R_y \gamma_c},$$

где N , R_y и γ_c уже определены.

Поскольку в формуле два неизвестных — A и ϕ , то одной из величин необходимо задаться, т.е. принять предварительно, а затем выполнить проверочный расчет. Рекомендуется задаваться гибкостью λ , величина которой не должна превышать $\lambda_{пред}$ (гибкость колонн обычно находится в пределах от 100 до 70), по принятой гибкости устанавливают коэффициент ϕ (табл. 5.3).

9. Определяют требуемый радиус инерции, подставляя в уравнение (5.3) принятую гибкость:

$$i = \frac{l_{ef}}{\lambda}.$$

10. По найденным площади и радиусу инерции, пользуясь сортаментом прокатных элементов (Приложение 1), принимают се-

чение стержня колонны и выписывают фактические характеристики принятого сечения (A , i_x , i_y).

Для сварных колонн, выполняемых из стальных листов, сечение колонны следует назначить самостоятельно: высота сечения колонны в виде двутавра принимается обычно в пределах $h = (1/12 - 1/20)l$, ширина b принимается равной высоте сечения h (см. рис. 5.6, б), толщина поясов t_f принимается в пределах 10–40 мм, а толщина стенки $t_w = 6 - 18$ мм. Назначенное сечение должно иметь площадь примерно равную требуемой площади (по пункту 8). Наименьший расход металла получается, если на долю поясов приходится около 80% от общей площади поперечного сечения и, соответственно, 20% должно приходиться на стенку: $A_f \approx 0,8A$ — площадь поясов; $A_w \approx 0,2A$ — площадь стенки. Толщины поясов и стенки при этом можно ориентировочно определить по формулам: $t_f \approx A_f/2b$ — толщина пояса; $t_w \approx A_w/(h - 2t_f)$ — толщина стенки.

Полученное сечение колонны может быть изменено при дальнейших расчетах.

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

Проверку устойчивости производят по формуле (5.2)

$$N \leq \phi R_y \gamma_c A,$$

где R_y и γ_c остались теми же, что в пунктах 6, 7;

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

Наибольшую гибкость колонны находят по формуле

$$\lambda_{max} = \frac{l_{ef}}{i_{min}},$$

где i_{min} — меньший радиус инерции принятого сечения (i_x , i_y).

По таблице 5.3 в зависимости от R_y и λ_{max} находят действительный коэффициент продольного изгиба ϕ .

Неравенство (5.2) можно записать в виде $\sigma = \frac{N}{\phi A} \leq R_y \gamma_c$ (5.2, а)

и ограничивать напряжения; выполнение любого условия — (5.2) или (5.2, а) означает, что несущая способность колонны обеспечена.

Таблица 5.3

Коэффициенты φ продольного изгиба
центрально-сжатых элементов
(извлечение из табл. 72 СНиП II-23-81*)

Гибкость λ	Коэффициенты φ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R_s , МПа					
	200	240	280	320	360	400
10	988	987	985	984	983	982
20	967	962	959	955	952	949
30	939	931	924	917	911	905
40	906	894	883	873	863	854
50	869	852	836	822	809	796
60	827	805	785	766	749	721
70	782	754	724	687	654	623
80	734	686	641	602	566	532
90	665	612	565	522	483	447
100	599	542	493	448	408	369
110	537	478	427	381	338	306
120	479	419	366	321	287	260
130	425	364	313	276	247	223
140	376	315	272	240	215	195
150	328	276	239	211	189	171
160	290	244	212	187	167	152
170	259	218	189	167	150	136
180	233	196	170	150	135	123
190	210	177	154	136	122	111
200	191	161	140	124	111	101
210	174	147	128	113	102	093
220	160	135	118	104	094	086

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

В результате расчета может получиться большой запас прочности, в этом случае можно попытаться уменьшить размеры сечения стержня колонны, но это не всегда удастся, так как следует учитывать требования п. 12. Оптимально, если левая часть того или иного неравенства не превышает 5%.

12. Независимо от выполненного расчета необходимо, чтобы гибкость колонны не превышала предельной $\lambda_{пред}$. Предельные гибкости сжатых элементов принимаются по табл. 5.4 (для основных колонн они определяются по формуле п. 4 табл. 5.4: $\lambda_{пред} = 180 - 60\alpha$, где коэффициент $\alpha = N/\varphi AR_s \gamma_c \geq 0,5$).

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

Таблица 5.4

Предельные гибкости сжатых элементов (табл. 19 СНиП II-23-81*)

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов
1. Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции: а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой до 50 м б) пространственных конструкций из одиночных уголков, пространственных конструкций из труб и парных уголков свыше 50 м	180–60 α 120
2. Элементы, кроме указанных в поз. 1 и 7: а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями	210–60 α 220–40 α
3. Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по поз. 1)	220
4. Основные колонны	180–60 α
5. Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	210–60 α
6. Элементы связей, кроме указанных в поз. 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы, кроме указанных в поз. 7	200
7. Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости	150
Обозначение, принятое в таблице: $\alpha = \frac{N}{\varphi AR_s \gamma_c}$ — коэффициент, принимаемый не менее 0,5	

5.2.4. Правила конструирования центрально-сжатых стальных колонн

Конструирование колонн ведут на основании выполненных расчетов. Конструирование заключается в уточнении некоторых размеров, полученных из расчета и проектирования элементов колонны и их соединений, и составлении рабочих чертежей. В стальных колоннах ярко выражены все три элемента: оголовки, стержень и база.

Стержни колонн. Стержни колонн передают нагрузку от оголовка на базу. Расчет стержня ведут по формулам, приведенным в параграфах 5.2.2 и 5.2.3. Для простых стержней, рассматриваемых в настоящем учебнике, нет каких-либо специальных требований, кроме тех, которые продиктованы расчетом. При проектировании мощных колонн большого сечения необходимо устанавливать поперечные ребра жесткости. Расчет поперечных ребер выходит за рамки нашего курса.

Стержни центрально-сжатых колонн должны проектироваться исходя из принципа равноустойчивости, т.е. их гибкости относительно главных осей сечения должны быть равны. В этом случае получаем наиболее экономичное по расходу материалов сечение. Условию равноустойчивости в полной мере отвечает сечение в виде трубы, но в таких стержнях трудно предохранять внутреннюю поверхность от коррозии. Поэтому стержни из труб следует применять, если предусмотрены меры против попадания в них влаги.

Достаточно часто сечение стержня сплошной колонны проектируют в виде двутавра (прокатного или сварного). Применение обычных прокатных двутавров меньше всего отвечает принципу равноустойчивости, так как они имеют сильно различающиеся радиусы инерции относительно осей $x-x$, $y-y$. Рациональней использование широкополочных прокатных двутавров (рис. 5.7, б), или следует выполнять сечение в виде сварных двутавров (рис. 5.7, в).

Сварные двутавры проще всего выполняются с помощью автоматической сварки. Автоматическая сварка обеспечивает дешевый и индустриальный способ изготовления таких колонн. Сварной двутавр с полкой шириной b , равной высоте h , является основным типом сечения сварных колонн.

Выполнение стержня колонны из прокатных широкополочных двутавров или из сварных двутавров не отвечает в полной мере принципу равноустойчивости, но дает вполне пригодное для колонн сечение. Добиться одинаковых гибкостей в сварных двутаврах в принципе возможно за счет увеличения ширины полки, но это резко усложняет технологию сварочных работ при приварке полк к стенкам двутавра.

Оголовки центрально-сжатых колонн. Оголовок является верхней частью колонны, он служит для восприятия нагрузок от вышележащих конструкций и передачи их на стержень. В связи с этим оголовки проектируются с учетом конструкции опирающихся на них балок или ферм (при этом также учитываются особенности их крепления), передачи нагрузок и с учетом сечения стержня колонны.

В оголовках тяжело нагруженных колонн обычно подлежат расчету: толщина опорного листа, длина ребер жесткости и прикрепляющие их угловые сварные швы. В простых колоннах с небольшими нагрузками, которые рассмотрены в учебнике, эти размеры назначаются, как показано на рис. 5.10.

В сплошных колоннах опорный лист оголовка усиливают ребрами жесткости, которые препятствуют изгибу опорного листа и одновременно способствуют включению в работу всего расчетного сечения колонны. Длина ребер жесткости принимается из учета восприятия прикрепляющими их угловыми сварными швами всего приходящегося на колонну усилия. Для центрирования нагрузки к опорному листу могут привариваться опорные (центрирующие) пластинки шириной до 100 мм.

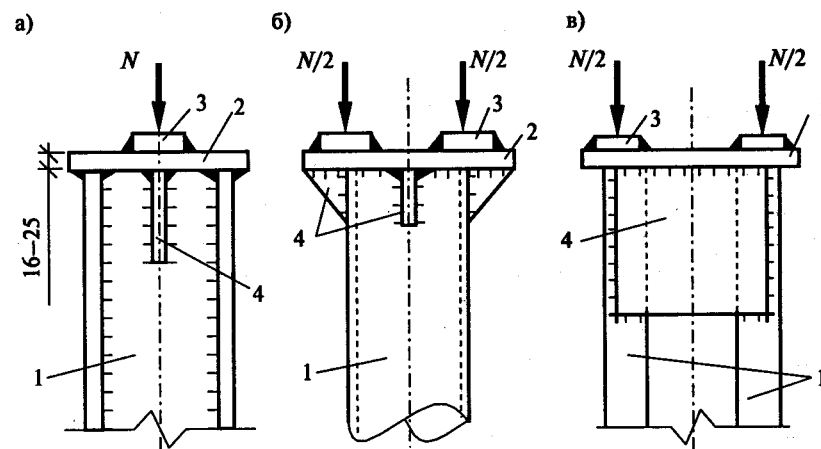


Рис. 5.10. Оголовки стальных колонн с различным сечением стержней: а) сечение стержня колонны — двутавр; б) труба; в) четыре уголка; 1 — стержень колонны; 2 — опорная плита; 3 — центрирующая пластинка; 4 — ребро жесткости

Базы центрально-сжатых стальных колонн. База колонны предназначена для распределения нагрузки и передачи ее на фундамент. Если нагрузку не распределить, то такая колонна раздавит бетон фундамента, так как прочности стали и бетона различны и относительно небольшая площадь сечения стального стержня будет передавать значительные напряжения на бетон. База также обеспечивает крепление колонны к фундаменту.

В центрально-сжатых колоннах применяют два типа баз: с фрезерованным торцом и с распределительной конструкцией — траверсой. В простейшем случае база центрально-сжатой колонны состоит из опорной плиты, к которой приварен стержень колонны. Колонна передает давление на фундамент через опорную плиту. В базе колонны расчету подлежат размеры опорной плиты (площадь и толщина листа), высота и толщина траверсы и др. Для тяжело нагруженных внецентренно сжатых колонн расчет базы значительно усложняется. В простейших случаях расчетом следует определить размеры опорной плиты (длину и ширину). Толщина опорной плиты в этом случае может приниматься без расчета в пределах 20–60 мм.

Размеры опорной плиты определяют из условия прочности материала фундамента (бетона). Бетон фундамента под опорной плитой испытывает местное сжатие, расчетное сопротивление бетона при местном сжатии $R_{b,loc}$ определяется по формуле

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b, \quad (5.6)$$

где $\alpha = 1,0$ (для бетонов < B25; произведение $\alpha \varphi_b \geq 1,0$)

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}}, \quad (5.7)$$

где A_{loc1} — площадь опорной плиты;

A_{loc2} — площадь подколонника.

Для предварительных расчетов можно принять произведение $\alpha \varphi_b = 1,0$, тогда $R_{b,loc} = R_b$ и размеры опорной плиты можно определить по формуле

$$A_{loc1} \geq N/R_b \gamma_{b2}, \quad (5.8)$$

где N — расчетное усилие в колонне;

R_b — призмная прочность бетона;

γ_{b2} — коэффициент условия работы бетона (для фундаментов принимается равным единице).

База с распределительной конструкцией (траверсой) позволяет уменьшить толщину опорной плиты, так как траверса способствует распределению усилия от стержня колонны по опорной плите. Колонны с такими базами фиксируют в проектном положении при помощи установочных болтов, далее все бетонируется до верхнего обреза плиты и она закрепляется анкерными болтами. Диаметр анкерных болтов принимают конструктивно 20–30 мм. Толщина траверсы принимается 10–20 мм (рис. 5.11).

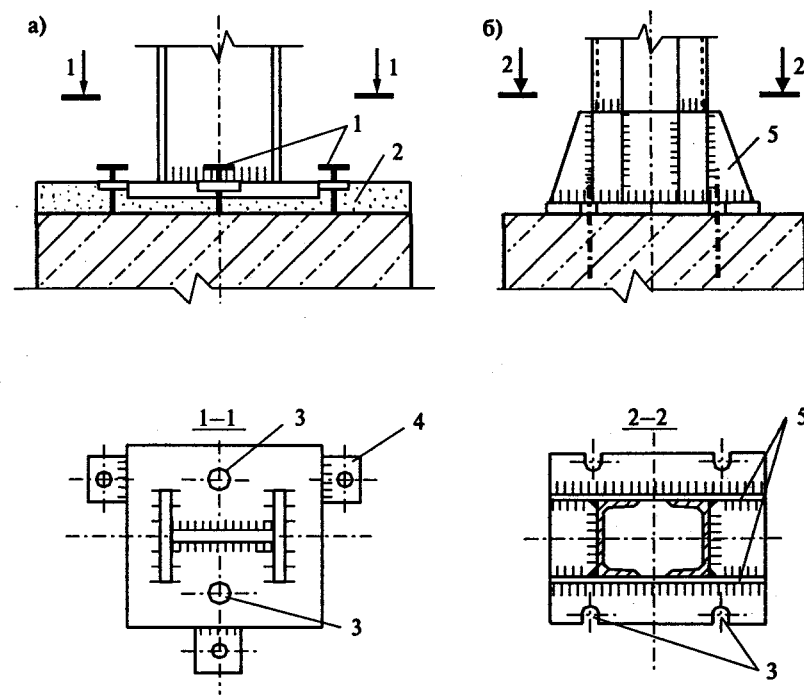


Рис. 5.11. Базы сплошных центрально-сжатых колонн:
а) база без траверсы; б) база с траверсой; 1 — установочные болты;
2 — бетон омоноличивания; 3 — отверстия анкерных болтов;
4 — планки, приваренные к плите; 5 — траверса

5.2.5. Понятие о расчете сквозных центрально-сжатых колонн

При большой высоте колонны габаритные размеры ее поперечного сечения должны соответственно увеличиваться. При этом более целесообразным становится применение сквозных колонн, на изготовление которых тратится меньше металла, но при этом усложняется их изготовление.

Сквозные центрально-сжатые колонны выполняют из двух или четырех ветвей (рис. 5.12). Чаще всего сквозные колонны компонуруют из швеллеров или из двутавров. Сечение из четырех уголков применяется, когда требуется выполнять колонну большой длины. Равноустойчивость колонны в обеих плоскостях (по главным осям) достигается путем раздвижки ветвей на необходимые расстояния. Колонны с соединительными планками более просты

в изготовлении и применяются при расстоянии между ветвями до 0,8 м. При больших размерах сечения применяют соединительные решетки из уголков.

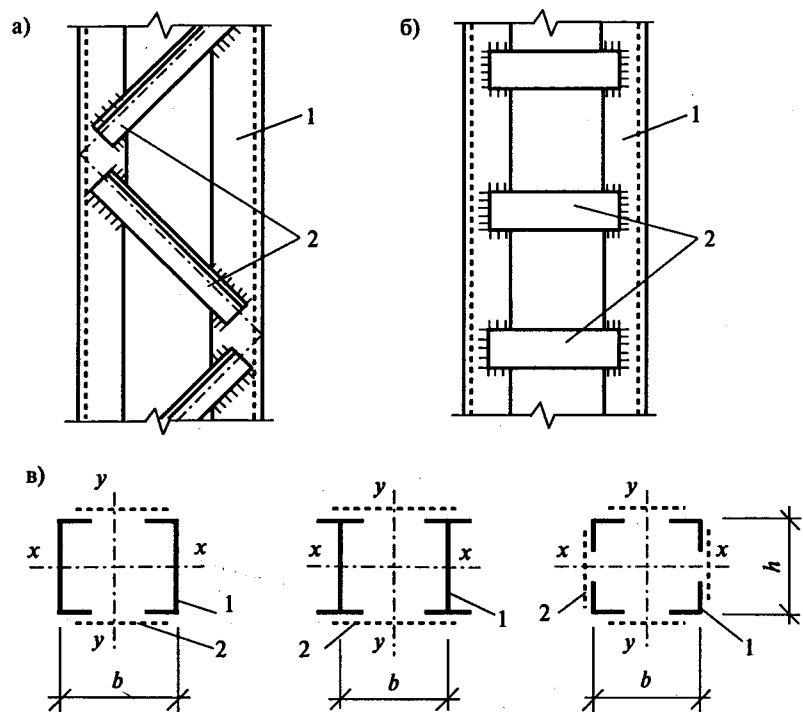


Рис. 5.12. Сквозные колонны: а) решетка из уголков; б) соединение ветвей планками; в) сечения сквозных центрально-сжатых колонн; 1 — ветвь колонны; 2 — соединительная решетка

Расчет устойчивости сквозной колонны проводят относительно осей $x-x$, $y-y$, при этом коэффициент продольного изгиба относительно свободной оси (не пересекающей ветви колонны) определяют по приведенной гибкости $\lambda_{\text{пр}}$ учитывающей податливость ветвей между планками или решеткой из уголков. Приведенные гибкости определяют в соответствии с указаниями п. 5.6 СНиП II-23-81*. В составных стержнях с решетками, помимо расчета на устойчивость стержня в целом, следует проверять устойчивость отдельных ветвей на участках между узлами. Требуется также выполнять расчет соединительных планок или решеток и прикрепляющих их сварных швов.

5.3. Расчет деревянных стоек

5.3.1. Область распространения деревянных стоек и их простейшие конструкции

Деревянные стойки (колонны) применяются при строительстве деревянных домов, сельскохозяйственных сооружений, складов, временных зданий, в качестве опор для опалубки при изготовлении монолитных железобетонных конструкций и т.п. Деревянные стойки при небольших нагрузках выполняются из цельной древесины и составного сечения — при значительных нагрузках. Составные стойки выполняют, соединяя отдельные ветви на гвоздях, болтах, клеях.

Наиболее простым и часто встречающимся примером деревянных стоек являются цельные (сплошные) стойки круглого сечения из бревна или квадратного сечения из бруса, что отвечает требованиям экономии материалов при центральном сжатии (рис. 5.13).

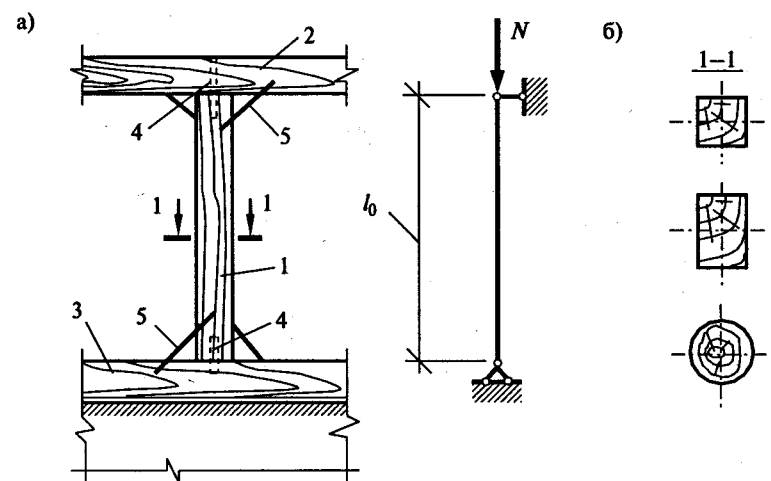


Рис. 5.13. Деревянная стойка в ригельно-стойечной системе: а) конструкция стойки и ее расчетная схема; б) сечения сплошных стоек; 1 — стойка; 2 — прогон; 3 — лежень; 4 — штырь; 5 — скобы

При значительных нагрузках можно выполнять стержни деревянных колонн (стоек) составного сечения (рис. 5.14), но расчет их выходит за рамки нашего курса.

5.3.2. Особенности работы деревянных стоек под нагрузкой и предпосылки для расчета

Сжатые деревянные стойки теряют несущую способность аналогично сжатым стальным элементам главным образом по двум причинам: в результате потери общей устойчивости и в результате потери прочности.

Особенности структуры, связанные с природным происхождением древесины, ее волокнистым строением и наличием пороков (сучковатость, неоднородность и т.д.), приводят к характерному разрушению деревянных стоек — порой хрупкому; появлению в них вертикальных трещин и разрушению волокон (смятию). Деревянные стойки часто имеют ослабления (отверстия, врезки), в результате чего может произойти их разрушение из-за потери прочности (напряжения сжатия могут превзойти прочность древесины на сжатие).

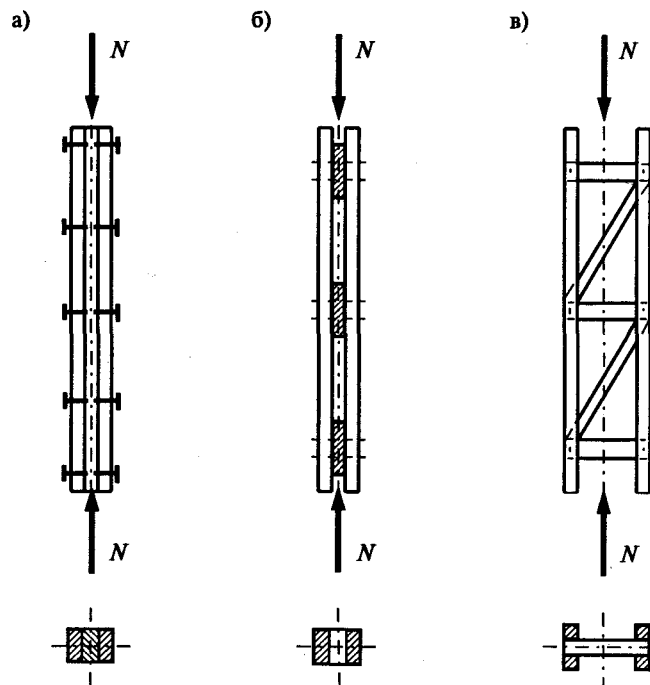


Рис. 5.14. Стержни составного сечения:

а) стержень — пакет из досок; б) стержень с короткими прокладками; в) стержень со сквозной решеткой

5.3.3. Расчет деревянных стоек цельного сечения

СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции» издан в 1980 году, и в этом СНиП ряд обозначений не соответствует обозначениям, принятым в других нормах более позднего издания. Так, площадь сечения обозначена буквой F (в других нормах A), радиус инерции сечения обозначен буквой r (в других нормах i). В настоящем разделе сохранены обозначения, принятые в СНиП II-25-80.

Базовая формула расчета центрально-сжатых элементов на устойчивость (5.2) для деревянных стоек из цельной древесины принимает вид

$$N \leq \varphi F_{\text{расч}} R_c, \quad (5.2, б)$$

где N — расчетная продольная сила;

φ — коэффициент продольного изгиба, принимается в зависимости от гибкости и определяется по формулам:

а) при гибкости $\lambda \geq 70$

$$\varphi = 3000/\lambda^2; \quad (5.9)$$

б) при гибкости $\lambda < 70$

$$\varphi = 1 - 0,8(\lambda/100)^2, \quad (5.10)$$

где λ — гибкость стойки, определяется по формуле (5.3)

$$\lambda = l_0/r,$$

где l_0 — расчетная длина, $l_0 = \mu l$ (см. табл. 5.1); r (i) — радиус инерции сечения (см. табл. 5.2); $F_{\text{расч}}$ — расчетная площадь, определяется в зависимости от вида ослаблений:

- если ослабления отсутствуют, принимают $F_{\text{расч}} = F$;
- если ослабления выходят на кромки элемента (рис. 5.15, б), $F_{\text{расч}} = F_{\text{нт}}$;
- если ослабления не выходят на кромки элемента (рис. 5.15, а):
 площадь ослабления превышает 25% от площади брутто — $F_{\text{расч}} = \frac{4}{3} F_{\text{нт}}$;
 площадь ослабления не превышает 25% от площади брутто — $F_{\text{расч}} = F_{\text{бр}}$;

R_c — расчетное сопротивление древесины на сжатие: для сосны и ели (табл. 2.4); для других пород древесины расчетное сопротивление определяют с помощью коэффициента перехода m_n (табл. 2.5), на который умножают расчетное сопротивление, принятое по табл. 2.4.

Гибкость сжатых элементов λ ограничивается предельной гибкостью (для стоек $\lambda_{\text{пред}} = 120$).

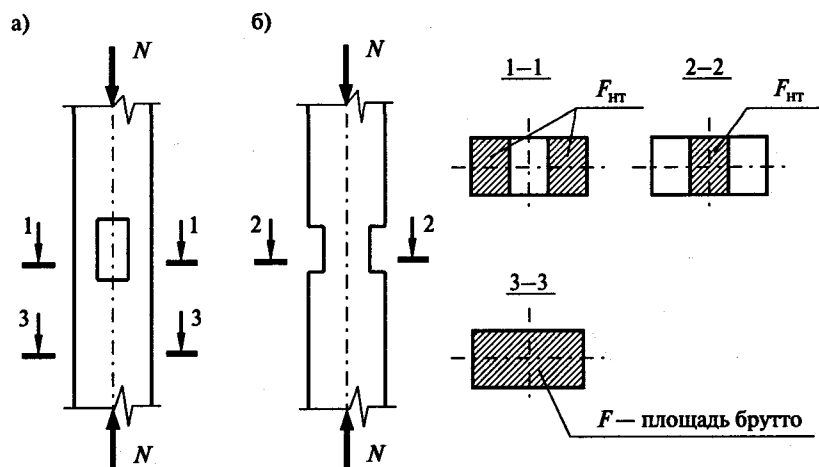


Рис. 5.15. Центрально-сжатые деревянные элементы:
а) ослабление не выходит на кромку;
б) ослабления симметрично выходят на кромки

Как уже отмечалось, в деревянных стойках часто встречаются ослабления (отверстия для болтов, врезки для прикрепления подкосов, связей и т.д.), поэтому кроме расчета устойчивости, в случае наличия ослаблений, обязателен расчет на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R_c, \quad (5.1, б)$$

где $F_{\text{нт}}$ — площадь поперечного сечения нетто, принимается за вычетом ослаблений (см. рис. 5.15).

Как и для других материалов, при расчете деревянных стоек также возможны два типа задач: подбор сечения (тип 1) и проверка несущей способности (тип 2).

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

1. Определяют нагрузку, приходящуюся на стойку.
2. Устанавливают расчетную схему стойки.
3. Определяют расчетную длину стойки $l_0 = \mu l$ (см. табл. 5.1).

4. Принимают породу древесины и ее сорт (обычно принимается сосна или ель).

5. Определяют расчетное сопротивление древесины на сжатие R_c :
а) для сосны и ели расчетное сопротивление сжатию принимается по табл. 2.4;

б) для других пород древесины расчетное сопротивление сжатию принимается с учетом коэффициента m_n (табл. 2.5);

в) в случае необходимости учитывают коэффициенты условия работы в соответствии с п. 3.2 СНиП II-25-80.

6. Задаются коэффициентом продольного изгиба в пределах $\varphi \approx 0,6-0,7$.

7. Из формулы (5.2, б) определяют требуемую площадь поперечного сечения стойки:

$$F_{\text{расч}} \geq \frac{N}{\varphi R_c}.$$

8. По найденной площади назначают размеры поперечного сечения:

а) требуемые размеры сторон для квадратного сечения:

$$a = \sqrt{F_{\text{расч}}};$$

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

$$d = \sqrt{\frac{4F_{\text{расч}}}{\pi}}.$$

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

9. Определяют радиусы инерции r (табл. 5.2) и проверяют условие (5.3, б), ограничивающее гибкость:

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

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

10. Проверяют устойчивость принятого сечения, для этого определяют фактические значения расчетной площади $F_{\text{расч}}$ и коэффициента продольного изгиба φ . Коэффициент продольного изгиба определяется по формулам (5.9), (5.10)

$$\frac{N}{\varphi F_{\text{расч}}} \leq R_c.$$

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

11. Проверяют прочность деревянной стойки:

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R_c,$$

где $F_{\text{нт}}$ — площадь сечения нетто, определяется по принятым размерам с учетом размеров ослабления.

12. Если устойчивость (п. 10) или прочность (п. 11) стойки не обеспечена, то размеры сечения увеличивают и снова проводят проверку сечения на устойчивость или прочность.

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

5.3.4. Правила конструирования деревянных стоек и узлов

При опирании деревянных стоек на фундаменты или кирпичные стены необходимо устройство изоляции между стойкой и фундаментом (стеной). Нижняя часть деревянной стойки антисептируется.

Крепление к фундаментам осуществляется при помощи анкеров из полосовой стали. При сопряжении с деревянными элементами крепление выполняется штырями или на шипах (см. рис. 5.13) и дополнительно стойку крепят скобами.

5.3.5. Понятие о расчете деревянных стоек составного сечения

Иногда более рационально вместо стоек сплошного сечения проектировать деревянные стойки (колонны) составного сечения (см. рис. 5.14, 5.16). В этом случае уменьшается гибкость элементов и можно повысить несущую способность колонн за счет соединения нескольких досок, брусев или бревен.

В практике проектирования деревянных конструкций встречаются следующие типы составных сжатых стержней: стержни-пакеты, составленные из нескольких элементов, непосредственно

примыкающих друг к другу по всей длине (см. рис. 5.14, а); стержни с короткими прокладками (см. рис. 5.14, б); решетчатые стержни (см. рис. 5.14, в).

Для стержней составного сечения гибкость определяется с учетом податливости соединений (приведенная гибкость). Для составного стержня из пакета досок, при расстоянии между болтами вдоль элемента не более семи толщин одной доски, приведенную гибкость определяют по формуле

$$\lambda_{\text{пр}} = \mu_y \lambda_y, \quad (5.11)$$

где λ_y — гибкость всего стержня относительно оси у—у;
 μ_y — коэффициент, учитывающий податливость соединений.

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{b h n_{\text{ш}}}{l_0^2 n_c}}, \quad (5.12)$$

где b и h — ширина и высота поперечного сечения элемента, см;

l_0 — расчетная длина элемента, м;

k_c — коэффициент податливости соединений, принимается по табл. 12 СНиП II-25-80;

$n_{\text{ш}}$ — расчетное количество швов в сечении элемента;

n_c — расчетное число срезов связей в одном шве на 1 метр элемента.

Податливость соединений уменьшает несущую способность стержней. При соединениях, выполненных на клеях, податливость отсутствует.

5.4. Расчет железобетонных колонн

Железобетонные колонны, как и все железобетонные конструкции, состоят из двух разнородных материалов: бетона и стальных стержней (арматуры), которые кроме других отличий обладают разной прочностью. Прочность стали при сжатии в 10–15 раз выше, чем бетона, поэтому даже небольшое количество арматурных стержней в бетоне значительно повышает прочность колонны. Например, бетонная колонна из бетона класса В30 с размерами сечения 40×40 см, длиной 4 м при шарнирном закреплении концов может выдержать нагрузку около 218 кН, а если добавить стальную арматуру класса А-III в количестве всего 1% от площади поперечного сечения и выполнить ряд конструктивных правил, то колонна может выдержать 270 кН, т.е. ее несущая способность

вырастет на 23,8 %. Стальная продольная арматура обычно составляет 1–3% от площади поперечного сечения колонны, ее наличие позволяет не только увеличить прочность, но и обеспечивать транспортирование и монтаж сборных железобетонных колонн. Эти обстоятельства делают железобетонные колонны весьма распространенными.

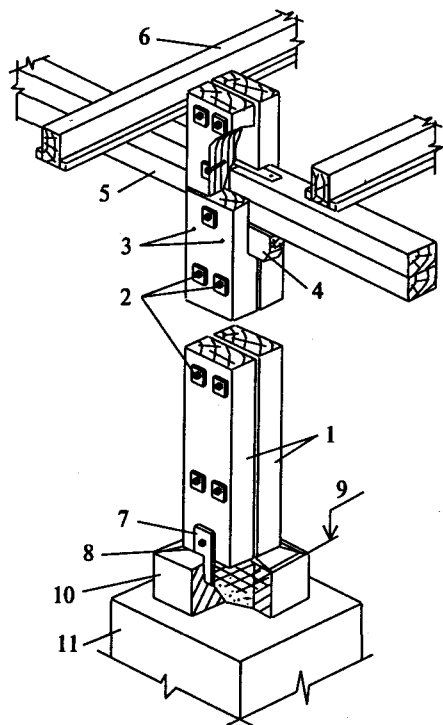


Рис. 5.16. Составная стойка на болтах:
1 — ветви стойки; 2 — болты; 3 — гвозди; 4 — подбалка; 5 — прогон;
6 — балка; 7 — анкер из полосовой стали; 8 — толь; 9 — уровень пола;
10 — бетонный башмак; 11 — фундамент

5.4.1. Область распространения и простейшие конструкции железобетонных колонн

Железобетонные колонны, как и стальные, обладают большой несущей способностью и относительно недороги из-за использования местных материалов. Они широко применяются в промыш-

ленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве в качестве элементов каркаса зданий, сооружений и отдельных опор. Могут изготавливаться монолитными и сборными.

Наиболее простым и в то же время широко распространенным примером такой колонны является колонна квадратного сечения (рис. 5.17, а). Колонны обычно выполняются сплошного сечения, при больших длинах и нагрузках они могут быть решетчатыми, по высоте — постоянного и переменного сечений. Колонны переменного сечения предназначены для передачи нагрузок, расположенных на различных высотах. Например, в промышленных зданиях нагрузка от ферм или балок покрытия передается на оголовок колонны, а ниже передаются нагрузки от мостовых кранов. При этом для опирания подкрановых балок и в связи со значительным увеличением нагрузки возникает необходимость увеличивать и размеры сечения нижней части колонны (рис. 5.17, б).

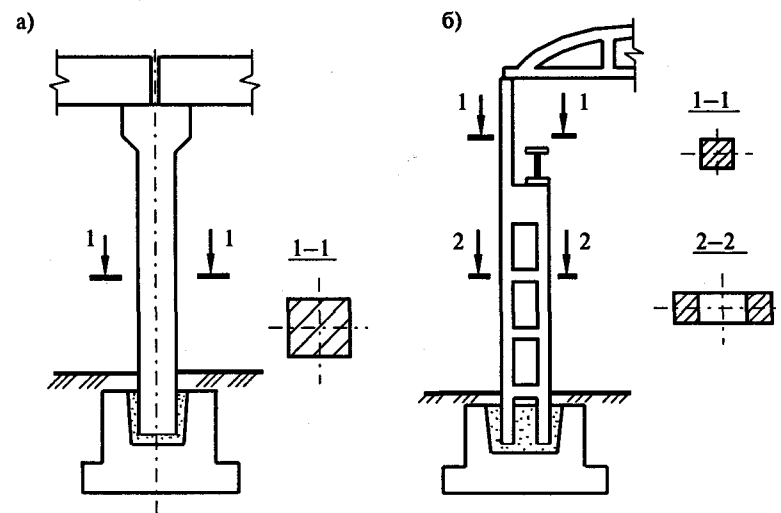


Рис. 5.17. Железобетонные колонны:
а) сплошная, постоянного сечения по высоте;
б) решетчатая, переменного сечения по высоте

При центральном сжатии более экономичны круглое или квадратное сечения колонн, при внецентренном сжатии сечение колонны вытягивается в направлении действия изгибающих моментов, тем самым увеличивая в этом направлении жесткость.

5.4.2. Характер потери несущей способности железобетонной колонны и предпосылки для расчета

Основным случаем потери несущей способности железобетонных колонн является потеря общей устойчивости. Если просто поставить продольные стержни арматуры в бетон без закрепления их поперечными стержнями, то до определенного значения нагрузки арматура и бетон работают совместно, но затем стальные стержни теряют устойчивость, причем раньше, чем весь элемент, выпучиваются и разрушают защитный слой бетона (рис. 5.18, а). Для исключения этого явления к продольным стержням привариваются или привязываются проволокой поперечные стержни (рис. 5.18, б), которые уменьшают расчетную длину рабочих продольных стержней и предотвращают их значительное выпучивание. При правильной постановке поперечных стержней бетон и продольная арматура разрушаются одновременно. Отсюда основными целями расчета являются:

- 1) подбор необходимого количества продольной арматуры (при достаточном сечении колонны) с целью обеспечения общей устойчивости;
- 2) постановка поперечных стержней на расстояниях, исключающих потерю продольной арматурой устойчивости раньше, чем произойдет потеря общей устойчивости колонны.

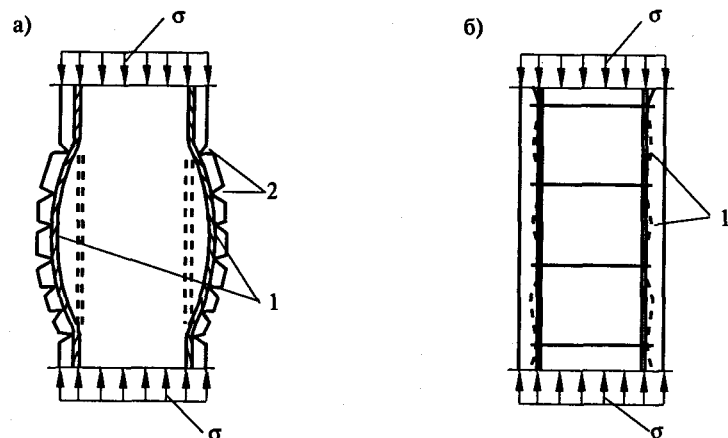


Рис. 5.18. Потеря устойчивости арматуры в сжатом железобетонном элементе: а) при отсутствии поперечной арматуры; б) при наличии поперечной арматуры (хомутов); 1 — выпучивание продольной арматуры; 2 — разрушение бетона

5.4.3. Расчет сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом

Чаще всего поперечное сечение колонн выполняют квадратного, прямоугольного и круглого вида, возможны и другие формы сечений (рис. 5.19).

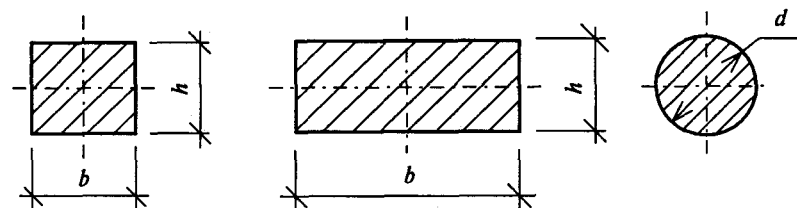


Рис. 5.19. Виды сечений железобетонных колонн

В сжатых железобетонных элементах сложно добиться центрального сжатия, так как несовершенство геометрических форм колонн, особенности опирания на них конструкций, неточность постановки арматуры, неоднородность бетона и т.п. приводят к тому, что практически все сжатые железобетонные элементы можно рассматривать как внецентренно сжатые. Для практических расчетов элементы, на которые действует сжимающая сила, приложенная без эксцентриситета (отсутствует изгибающий момент), разрешено условно относить к центрально сжатым. Такие элементы принято называть **сжатыми элементами со случайным эксцентриситетом**. Случайный эксцентриситет обозначается e_0 и принимается равным большему из двух значений: $1/600$ длины элемента, $1/30$ ширины сечения, но не менее 10 мм. В дальнейшем не будем акцентировать на этом внимание, так как наличие случайного эксцентриситета (при симметричном армировании сечения и отношении $l_0/h \leq 20$) не влияет на расчет.

Рассмотрим простые случаи расчета колонн, ограничив их следующими условиями:

- на колонны действует нагрузка, приложенная со случайным эксцентриситетом;
- рассматриваемые колонны будем принимать прямоугольного поперечного сечения;
- продольное армирование выполняется стержнями арматуры, расположенными вдоль двух сторон по углам сечения (симметричное армирование: $A_s = A'_s$) — это наиболее простой случай (рис. 5.20, а). Возможно армирование шестью, восемью и большим количеством

стержней (рис. 5.20, б), но при этом возникают особенности расчета, на которые мы не будем указывать;

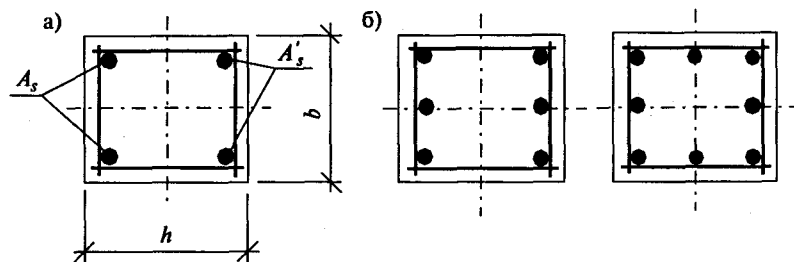


Рис. 5.20. Варианты расположения рабочей арматуры:

а) по углам сечения колонны; б) с применением промежуточных стержней;
 A_s — площадь продольной арматуры, расположенной на одной стороне;
 A'_s — площадь продольной арматуры другой стороны

- отношение расчетной длины колонны l_0 к меньшей стороне поперечного сечения не должно превышать 20, т.е. $l_0/h \leq 20$;
- коэффициент (процент) армирования μ , т.е. отношение площади поперечного сечения арматуры к площади сечения колонны, чаще всего находится в пределах от 0,004 до 0,03 (0,4–3%):

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = 0,004 - 0,03, \quad (5.13)$$

$$\text{или } \frac{A_s + A'_s}{bh} \cdot 100\% = 0,4 - 3\%. \quad (5.13, a)$$

При значениях μ меньше указанных в табл. 5.5 колонна считается бетонной; при значениях μ больше 3% меняются расчетные формулы. Оптимально, если процент армирования принимается в пределах 1–2 %.

Таблица 5.5

Минимальные коэффициенты армирования колонн

$\mu_{\min}$	l_0/h	l_0/l
0,1	< 5	< 17
0,2	5–10	17–35
0,4	11–24	36–83
0,5	> 24	> 83

Базовая формула (5.2) $N \leq \phi R A$ выведена для однородного материала, для железобетонной колонны она преобразуется как сумма несущих способностей бетона и арматуры. При принятых стандартных обозначениях прочностных характеристик арматуры и бетона и учете некоторых особенностей в их работе основная расчетная формула для центрально-сжатых колонн прямоугольного (квадратного) сечения принимает вид

$$N \leq \phi [R_{sc}(A_s + A'_s) + R_b \gamma_{b2} b h]. \quad (5.14)$$

На первый взгляд, формулы (5.2) и (5.14) полностью различаются, но, если представить несущую способность колонны как сумму несущих способностей стали и бетона, можно увидеть соответствие базовой формулы и формулы, применяемой для расчета железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом:

$$N \leq N_{\text{стали}} + N_{\text{бетона}},$$

$$\text{где } N_{\text{стали}} = \phi R_s (A_s + A'_s);$$

$$N_{\text{бетона}} = \phi R_b \gamma_{b2} b h.$$

Остановимся подробнее на каждой из величин, входящих в формулу (5.14), и порядке их определения:

R_{sc} — расчетное сопротивление сжатой арматуры (табл. 2.8);

R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию (призменная прочность) (табл. 2.6);

γ_{b2} — коэффициент условий работы бетона (для тяжелого бетона и при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок $\gamma_{b2} = 0,9$, табл. 15 СНиП 2.03.01-84*).

В случае если колонна бетонируется в вертикальном положении (высота слоя бетонирования свыше 1,5 м), следует призменную прочность бетона дополнительно умножать на коэффициент условия работы $\gamma_{b3} = 0,85$ (для тяжелого бетона), а при бетонировании монолитных железобетонных колонн с наибольшим размером сечения менее 30 см — на коэффициент $\gamma_{b5} = 0,85$;

b и h — размеры поперечного сечения колонны, см;

A_s и A'_s — площади сечения арматуры, соответственно по одной стороне сечения и по другой стороне (см. рис. 5.20); как правило, они определяются расчетом из формулы (5.14).

В колоннах со случайным эксцентриситетом растянутая арматура, которая обозначается A_s , отсутствует, так как все ее сечение сжато, но в расчетах сохранены обозначения, принятые для внецентренно сжатых колонн, где возможно наличие растянутой и сжатой арматуры;

φ — коэффициент продольного изгиба колонны:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s \leq \varphi_{sb}, \quad (5.15)$$

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

При расчете колонн гражданских зданий расчетную длину можно принимать равной высоте этажа $l_0 = H_{эт}$ (в общем случае $l_0 = \mu l$);

$$\alpha_s = \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} \cdot \mu, \quad (5.16)$$

где μ — коэффициент армирования (формула 5.13):

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh}.$$

Из формулы (5.15) следует, что продольный изгиб железобетонной колонны зависит от продольного изгиба бетона (учитывается коэффициентом φ_b) и арматуры (учитывается коэффициентом φ_{sb}).

На основании формулы (5.14) решаются два типа задач: подбор сечения арматуры (тип 1) и проверка несущей способности колонны (тип 2).

Общий порядок подбора сечения рабочей арматуры (тип 1)

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

2. Устанавливают расчетную схему.

3. Принимают расчетную длину колонны l_0 (при расчете колонн гражданских зданий расчетную длину можно принимать равной высоте этажа $l_0 = H_{эт}$, в общем случае $l_0 = \mu l$).

4. Задаются следующими значениями и находят величины, зависящие от них:

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

б) принимают материалы для колонны:

• обычно принимают тяжелый бетон классов прочности В20—В35 и находят расчетное сопротивление бетона сжатию R_b , (см. табл. 2.6); коэффициент условия работы $\gamma_{b2} = 0,9$;

• принимают класс арматуры, обычно А-III, А-II, и находят расчетное сопротивление арматуры сжатию R_{sc} (табл. 2.8);

в) принимают коэффициент армирования $\mu = 0,01-0,02$.

5. Определяют коэффициент α_s по формуле (5.16)

$$\alpha_s = \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} \cdot \mu.$$

6. Определяют коэффициент продольного изгиба φ :

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

где φ_b и φ_{sb} находят по табл. 5.6 в зависимости от найденных ранее отношений l_0/h и N_l/N ; если значения l_0/h и N_l/N не совпали с табличными, необходимо провести интерполирование. В табл. 5.6 приведены значения для φ_b и φ_{sb} при отсутствии в сечениях колонн промежуточных стержней (см. рис. 5.20, а).

Таблица 5.6

Значения коэффициентов φ_b и φ_{sb}

N_l/N	l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	Коэффициент φ							
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,78	0,65
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55

N_l/N	l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	Коэффициент φ_{sb}							
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,90	0,87	0,84	0,80	0,75
1	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70

7. Определяют требуемую площадь арматуры по формуле

$$(A_s + A'_s) = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b \gamma_{b2} b h}{R_{sc}};$$

- если в результате получают отрицательное значение, это говорит о том, что бетон один (без арматуры) справляется с нагрузкой (в этом случае иногда возможно уменьшить размеры поперечного сечения колонны и заново произвести расчет или колонна армируется конструктивно, учитывая, что арматуру необходимо ставить обязательно, чтобы обеспечить минимальный процент армирования) (см. табл. 5.5);

- если получают положительное значение требуемой площади арматуры, то по полученной площади назначаем диаметр арматуры (Приложение 3);

- для армирования принимают 4 стержня арматуры (при $h \leq 400$ мм) и располагают их по углам колонны (возможно армировать и большим количеством стержней, но здесь рассматривается самый простой случай);

- при подборе арматуры следует учитывать, что диаметр продольных стержней монолитных колонн должен быть не менее 12 мм; в колоннах с размером меньшей стороны сечения ≥ 250 мм диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм; диаметр продольных стержней обычно принимают не более 40 мм.

8. Проверяют действительный процент армирования:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} \cdot 100\%.$$

Если действительный процент армирования находится в пределах от μ_{min} (см. табл. 5.5) до 3%, и, еще лучше, если он близок к тому значению, которым задались (по нашим рекомендациям, 1–2%), то на этом заканчивается подбор продольной арматуры, в противном случае необходимо скорректировать принятую арматуру или сечение элемента.

9. Назначают диаметр поперечных стержней d_{sw} по условию свариваемости, которое устанавливает соотношение диаметров продольных и поперечных стержней арматуры при сварке. Это соотношение учитывает, что к продольному стержню арматуры большего диаметра d_s можно приварить поперечный стержень меньшего диаметра d_{sw} , который должен быть не менее $1/4 d_s$:

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

где d_s — наименьший диаметр продольных сжатых стержней (в вязаных каркасах диаметр хомутов принимают не менее $0,25 d_s$ и не менее 5 мм).

10. Назначают шаг поперечных стержней (хомутов в вязаных каркасах) s :

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

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

11. Конструируют каркас колонны (см. параграф 5.4.4).

Проверка несущей способности колонны (тип 2) сводится к проверке условия (5.14). Эта задача может иметь самостоятельное значение, но чаще выполняют подбор сечения арматуры, который может заканчиваться проверкой несущей способности (с целью исключения расчетной ошибки и назначения оптимальных параметров сечения).

5.4.4. Правила конструирования железобетонных колонн

1. Размеры сечения колонн следует принимать не менее 250 мм, и они назначаются кратными 50 мм при размерах стороны сечения до 500 мм и кратными 100 мм при размерах стороны сечения больше 500 мм.

2. Требования к материалам для колонн следующие:

- бетон обычно принимается класса $\geq B20$; для тяжело нагруженных колонн — не менее B30;

- рабочая арматура принимается классов А-III, А-II, диаметрами от 12 до 40 мм, оптимально 16–25 мм;

- поперечная арматура назначается классов А-I, А-III Вр-I, диаметром $d_{sw} \geq 0,25 d_s$ (диаметр хомутов в вязаных каркасах принимают не менее $0,25 d_s$ и не менее 5 мм); шаг поперечных стержней не более $s \leq 20d_s$ (в вязаных каркасах $s \leq 15d_s$), где d_s — меньший диаметр продольной рабочей арматуры.

3. Правила установки арматуры в колонны и проектирования каркасов:

а) стержни продольной арматуры располагаются у граней колонны с защитным слоем бетона не менее 20 мм и не менее их диаметра; поперечная арматура с защитным слоем не менее 15 мм и не менее ее диаметра;

б) для свободной укладки в формы концы продольной арматуры не должны доходить до грани торца колонны на 10 мм при ее длине до 9 м и на 15 мм при длине до 12 м. При этом, если в оголовке колонны предусмотрена закладная деталь для опирания вышележащих конструкций, то продольный стержень арматуры должен не доходить до этой закладной детали не менее чем на 10 мм;

в) при сечении колонны до 400×400 мм можно ставить 4 стержня продольной арматуры, располагая их по углам колонны, при

бóльших размерах сечения расстояния между осями продольных стержней не должны превышать 400 мм;

г) плоские арматурные каркасы перед постановкой в опалубку объединяются в пространственные каркасы при помощи соединительных стержней (рис. 5.21, а, 5.22);

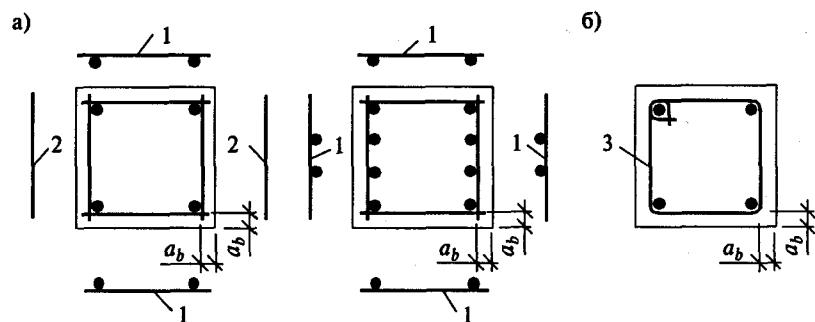


Рис. 5.21. Армирование колонн:

а) сварными каркасами; б) вязаными каркасами; 1 — каркасы;
2 — соединительные стержни; 3 — хомуты;
 a_b — защитный слой бетона продольной арматуры

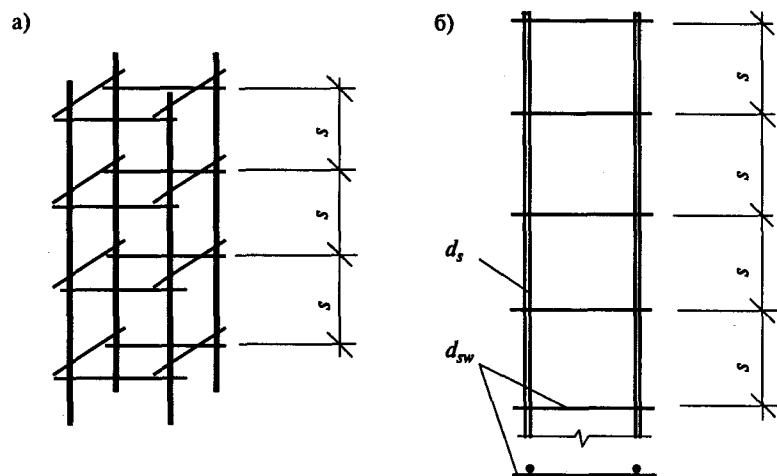


Рис. 5.22. Постановка поперечных стержней в каркасах:

а) объемный каркас; б) плоский каркас; d_s — диаметр продольных стержней арматуры; d_{sw} — диаметр поперечных стержней;
 s — шаг поперечных стержней

д) для восприятия сосредоточенных нагрузок от балок или ферм верхние части колонн (оголовки) дополнительно армируются горизонтальными сетками (не менее 4-х) и могут усиливаться закладной деталью, которая служит для распределения нагрузок от опирающихся на колонну конструкций и для их прикрепления (рис. 5.23);

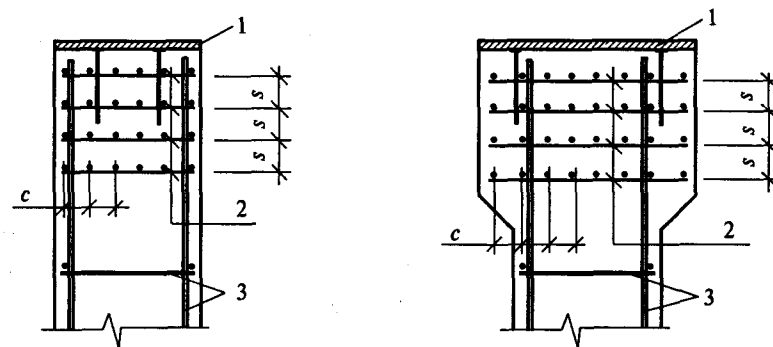


Рис. 5.23. Армирование оголовков колонн: а) конструкция оголовка без уширения опорной части; б) конструкция оголовка с уширением опорной части;
1 — закладная деталь; 2 — арматурные сетки; 3 — каркас колонны;
 s — шаг сеток, принимают ≥ 60 мм; $\leq 1/3 h$ (h — меньший размер сечения); ≤ 150 мм;
 c — размер ячеек сетки, принимают ≥ 45 мм; $\leq 1/4 h$; ≤ 100 мм

е) испытывая сжатие при работе в стадии эксплуатации, сборные железобетонные колонны при транспортировании и монтаже работают на изгиб. Это учитывается расчетами на монтажные и транспортные нагрузки, при выполнении которых к колоннам прикладывается нагрузка от ее собственного веса с учетом коэффициентов динамичности (см. параграф 7.4.11).

Для транспортирования, складирования и монтажа в сборных железобетонных колоннах предусматриваются монтажные петли или отверстия (рис. 5.24). Расстояние от края колонны до монтажных петель или монтажного отверстия l_1 ; l_2 — принимается от $1/5 l$ до $1/8 l$.

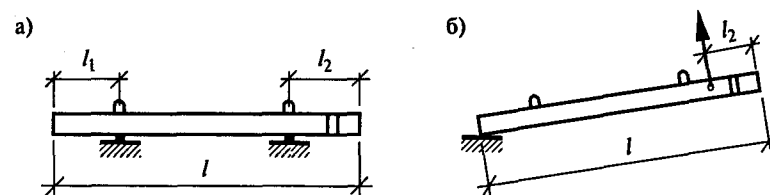


Рис. 5.24. а) — схема складирования (транспортирования колонны);
б) — схема монтажа колонны

5.4.5. Понятие о расчете внецентренно сжатых железобетонных колонн

В случае если кроме продольной силы на колонну действует изгибающий момент или, что равносильно, продольная сила приложена с эксцентриситетом больше случайного, колонна рассчитывается как внецентренно сжатая. При расчете таких колонн учитывают, что эксцентриситет приложения силы увеличивается на величину случайного эксцентриситета e_a :

$$e_0 = M/N + e_a.$$

Для лучшего восприятия изгибающего момента поперечные сечения таких колонн вытягивают в направлении его действия. Армирование принимают симметричное или несимметричное ($A_s = A'_s$ или $A_s \neq A'_s$).

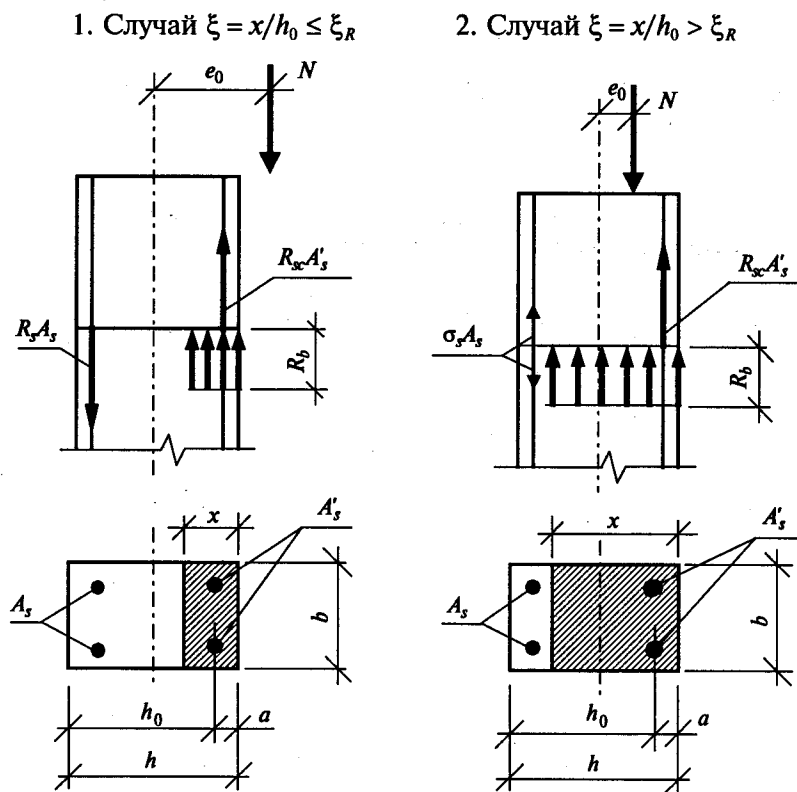


Рис. 5.25. Два случая работы внецентренно сжатых элементов

Различают два случая работы внецентренно сжатых элементов (рис. 5.25). Различие между ними заключается в том, что в первом случае относительная высота сжатой зоны бетона ξ меньше граничного значения ξ_R (величина ξ_R устанавливается по табл. 7.6), т.е. сечение сжато частично, а большая его часть растянута ($\xi = x/h_0 \leq \xi_R$). При такой работе арматура A_s растянута, а арматура A'_s сжата. Во втором случае $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$, т.е. большая часть или все сечение колонны сжаты, и тогда по сравнению с первым случаем меняется характер работы арматуры: напряжения σ в арматуре A_s не достигают значений расчетного сопротивления арматуры, и она либо слабо сжата, либо слабо растянута.

При расчете внецентренно сжатого элемента учитывается влияние его прогиба на несущую способность через определение условной критической силы. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов более подробно в настоящем учебнике не рассматривается, он производится в соответствии с требованиями пп. 3.20, 3.24 СНиП 2.03.01-84*.

5.5. Расчет кирпичных (каменных) столбов и стен

5.5.1. Область распространения и простейшие конструкции кирпичных столбов

Кирпичные или каменные столбы применяются при строительстве жилых домов, гражданских зданий, одноэтажных производственных зданий без мостовых кранов и в сельскохозяйственном строительстве. Большие поперечные размеры столбов, их небольшая несущая способность по сравнению со стальными и железобетонными колоннами, большие затраты труда при изготовлении ограничивают применение таких столбов (колонн).

Наиболее простым и в то же время широко распространенным примером является колонна, приведенная на рис. 5.26, а. Ее возможные сечения приведены на рис. 5.26, б, распространенным является квадратное сечение, наиболее экономичное при центральном сжатии, а для кирпичных столбов гражданских зданий случай центрального сжатия встречается достаточно часто.

При расчете кирпичных столбов могут различаться следующие расчетные случаи:

- 1) неармированная кирпичная кладка;

2) армированная кирпичная кладка, которая, в свою очередь, разделяется по способу выполнения армирования:

- с поперечным армированием, когда арматурные сетки из стержней небольшого диаметра, обычно 3–5 мм, укладываются в горизонтальных швах кладки в каждом ряду или через несколько рядов кирпича (см. рис. 5.29). Такой прием позволяет увеличить несущую способность кладки в 1,8–2 раза;

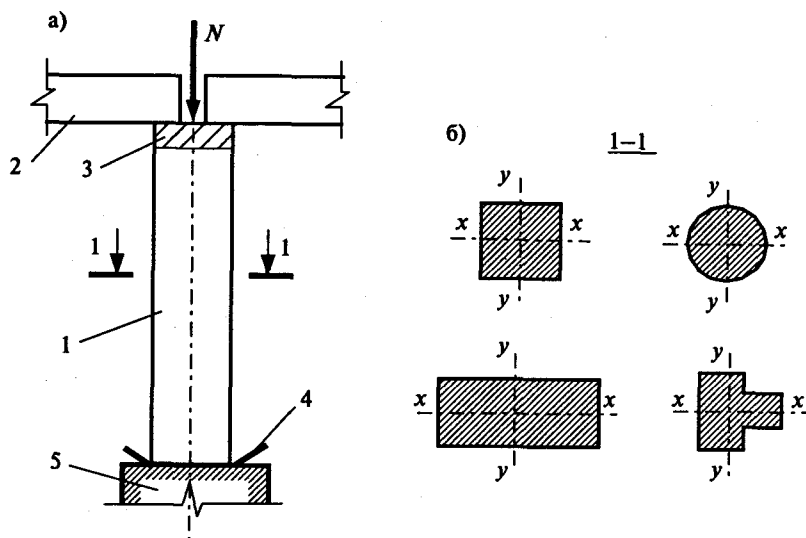


Рис. 5.26. а) кирпичная колонна; б) сечения кирпичных колонн; 1 — колонна (столб); 2 — балка; 3 — железобетонная подушка; 4 — гидроизоляция; 5 — фундамент

- с продольным армированием, когда арматурные стержни диаметром не менее 12 мм проходят в вертикальных швах на всю высоту столба (как в железобетонных колоннах). В современном строительстве такой способ армирования практически не применяется.

Как и колонны, выполненные из других материалов, кирпичные столбы могут быть центрально-сжатыми и внецентренно сжатыми. Столбы могут выполняться как из кирпича, так и из камня правильной формы (природного или искусственного). В данном курсе в дальнейшем рассматриваются только кирпичные столбы.

5.5.2. Особенности работы кирпичных столбов под нагрузкой и предпосылки для расчета

В кирпичных столбах основной причиной разрушения является появление вертикальных трещин. Вследствие большей пластичности раствора, чем кирпича, в растворе возникают растягивающие усилия, которые и приводят к появлению трещин — сначала по вертикальным швам, а затем и по кирпичу (рис. 5.27). В заключительной стадии столб как бы расчленяется на отдельные «малые» столбы, которые разрушаются быстрее вследствие их большей гибкости. При этом надо помнить, что кирпич (камень) в кладке испытывает сложное напряженное состояние — сжатие, изгиб и растяжение, что приводит зачастую к более раннему разрушению его в кладке, чем в лабораторных условиях при испытании на те же виды деформаций. Каменная кладка работает упругопластично, пластические деформации развиваются достаточно долго, что особенно сказывается на элементах малой толщины и учитывается при расчете. Указанная схема разрушения происходит на фоне потери общей устойчивости, которая и лежит в основе расчета кирпичных столбов.

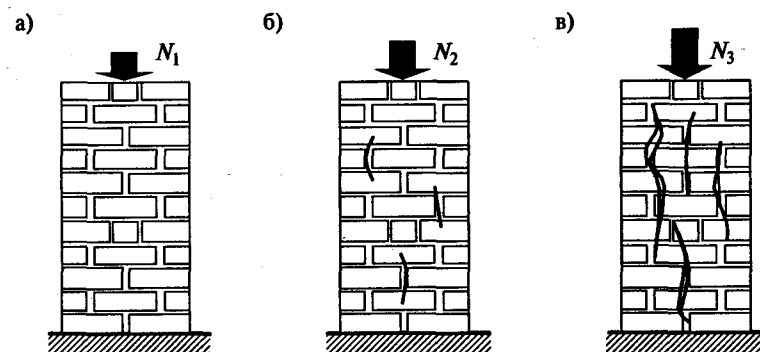


Рис. 5.27. Схема разрушения кирпичного столба: а) нормальная работа столба, трещин нет; б) появление начальных трещин; в) разрушение

Влияние различных факторов на прочность кладки

На прочность кладки при сжатии влияют многие факторы: прочность камня, размеры камня, форма камня, наличие пустот в камне, прочность раствора, подвижность раствора, качество кладки, способ перевязки швов, сцепление раствора с камнем, степень заполнения вертикальных швов и др.

Степень влияния каждого из факторов:

а) прочность камня имеет решающее значение для прочности кладки, обычно прочность кладки составляет 40–50% от прочности камня, но может при определенных условиях (вибрированная каменная кладка, использование высоких марок раствора) достигать 70–100%; увеличение прочности марки кирпича в 2 раза повышает прочность кладки в 1,5–1,7 раза;

б) размеры камня: с увеличением размеров камня увеличивается прочность кладки (так как уменьшается количество горизонтальных швов, а также высота камня ведет к увеличению его сопротивления изгибу и срезу). Так, кладка, выполненная из керамических камней высотой 19 см, при прочих равных условиях прочнее в 1,4 раза, чем кладка, выполненная из одинарного кирпича;

в) форма камня: прочность кладки из камней правильной формы выше, чем из неправильной. Кладка из рваного бута М1000–900 на растворе М100 составляет 5–8% от прочности кладки из камня правильной формы;

г) прочность раствора: с увеличением прочности раствора растет прочность кладки, особенно резко при изменении марки раствора от 0 до 25, а затем более слабо;

д) качество кладки: вибрированная кладка в 1,7–2 раза прочнее кладки среднего качества. Кладка, выполненная высококвалифицированным каменщиком, в 1,6–1,7 раза прочнее, чем выполненная неквалифицированным каменщиком;

е) подвижность раствора: каменная кладка на жестких растворах получается менее прочной, чем на пластичных. Разброс прочности до 14%;

ж) перевязка швов: уменьшение количества перевязочных рядов в 1,5 раза вызывает понижение прочности кладки на 10%, особенно понижается прочность кладки при перевязке реже, чем через 5 рядов;

з) полное заполнение вертикальных швов увеличивает прочность кладки до 8%.

5.5.3. Расчет центрально-сжатых столбов из неармированной кладки

Базовая расчетная формула (5.2) для центрально-сжатых каменных столбов принимает вид

$$N \leq m_g \phi R A, \quad (5.17)$$

где N — расчетная продольная сила;

R — расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 2.10;

m_g — коэффициент, учитывающий влияние пластических деформаций кладки при воздействии длительной нагрузки, определяется по формуле (5.18). При $h \geq 30$ см, где h — размер меньшей стороны сечения колонны (для колонн прямоугольного сечения), или при $i \geq 8,7$ см (для колонн другого сечения) коэффициент $m_g = 1$. Учитывая, что несущие столбы, как правило, имеют размеры сечения больше 30 см, m_g в расчетах чаще всего принимается равным 1;

$$m_g = 1 - \eta N_g / N, \quad (5.18)$$

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

N_g — расчетная продольная сила от длительно действующей нагрузки;

N — расчетная продольная сила от всей нагрузки;

A — площадь поперечного сечения столба;

ϕ — коэффициент продольного изгиба, определяется в зависимости от α и λ_h по табл. 5.8, где α — упругая характеристика кладки, определяемая по табл. 5.7.

Таблица 5.7

Таблица 15 СНиП II-22-81

№ п/п	Кладка	Упругая характеристика α				
		Марка раствора			Прочность раствора	
		25–200	10	4	0,2	0
1	Из керамических камней	1200	1000	750	500	350
2	Из кирпича глиняного пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
3	Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
4	Из кирпича глиняного полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200

λ_h — гибкость столба, определяемая по формуле

$$\lambda_h = l_0 / h, \quad (5.19)$$

Значения коэффициентов η и φ
(Извлечение из табл. 18, 20 СНиП II-22-81)

Гибкость		Коэффициент η для неармированной кладки из керамического кирпича и камней	Коэффициент φ при упругих характеристиках кладки				
λ_n	λ_i		$\alpha=1500$	$\alpha=1000$	$\alpha=750$	$\alpha=500$	$\alpha=350$
6	21	0	0,98	0,98	0,95	0,91	0,88
8	28	0	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80
10	35	0	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72
12	42	0,04	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64
14	49	0,08	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57
16	56	0,12	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50
18	63	0,15	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45
20	70	0,20	0,73	0,65	0,58	0,48	0,40
22	76	0,24	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35
24	83	0,27	0,65	0,56	0,49	0,39	0,32
26	90	0,31	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29
30	104	—	0,53	0,45	0,39	0,32	0,27

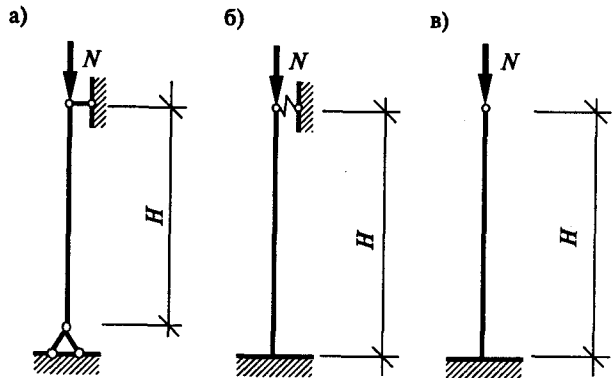


Рис. 5.28. Расчетные схемы элементов:
а) шарнирно опертых на неподвижные опоры;
б) защемленных внизу и имеющих верхнюю упругую опору;
в) свободно стоящих

в) для свободно стоящих конструкций $l_0 = 2H$ (рис. 5.28, в);
г) для конструкций с частично защемленными опорными сечениями — с учетом фактической степени защемления, но не менее $l_0 = 0,8H$, где H — расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами, при железобетонных горизонтальных опорах расстояние между ними в свету. При жестких опорах и заделке железобетонных перекрытий, опираемых на стены по четырем сторонам, $l_0 = 0,8H$.

Как и для любых колонн, на основании формулы (5.17) могут быть решены два типа задач: подбор размеров сечения столба (тип 1) и проверка несущей способности (тип 2).

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

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

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

3. Задаются следующими параметрами:

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

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

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

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

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

7. Пользуясь формулой (5.17), определяют требуемую площадь сечения (см²):

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

8. Назначают размеры сечения столба, при этом следует учитывать размеры кирпичей (камней); сечение колонн из кирпича

принимают не менее 380×380 мм и далее, добавляя по 130 мм (ширина кирпича 120 мм + 10 мм шов).

9. Проверяют принятое сечение:

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

$$m_\gamma = 1 - \eta (N_\gamma / N);$$

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

в) определяют площадь принятого сечения столба; в случае если принятое сечение столба меньше $0,3 \text{ м}^2$, расчетное сопротивление необходимо умножать на коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,8$ (см. п. 3.11 СНиП II-22-81).

10. Проверяют несущую способность колонны из условия (5.17)

$$N \leq m_\gamma \varphi R A.$$

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

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

5.5.4. Некоторые правила конструирования неармированных столбов

1. Размеры поперечного сечения колонн принимают с учетом размеров кирпича. Обычно не менее 380×380 мм (1,5 кирпича $\times$ 1,5 кирпича) и далее 510×510 мм (2 $\times$ 2), 640×640 (2,5 $\times$ 2,5) и т.д.

2. На верхнюю часть кирпичной колонны могут укладываться железобетонные подушки, которые способствуют распределению напряжений от балок по кирпичной кладке. Их можно принимать без расчета толщиной 14–22 см.

3. В нижней части, между кирпичной кладкой и фундаментом, выполняется гидроизоляция.

5.5.5. Расчет центрально-сжатых колонн, армированных при помощи сеток (сетчатое армирование)

Колонны с сетчатым армированием (рис. 5.29) применяют в случае, если продольное усилие, приходящееся на колонну, значительное и принятая площадь сечения колонны с ним не справляется. По конструктивным или архитектурным соображениям увеличивать площадь сечения колонны нежелательно, а увеличение марок кирпича и раствора также ограничено возможностями производства. Следует иметь в виду, что производительность труда при армировании колонн снижается.

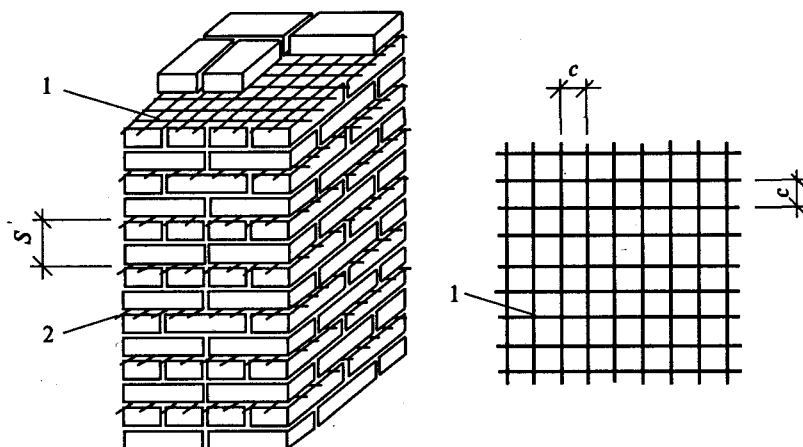


Рис. 5.29. Поперечное (сетчатое) армирование каменных конструкций: 1 — арматурная сетка; 2 — выпуски арматурной сетки для контроля ее укладки; c — размер ячейки арматурной сетки; S — шаг арматурных сеток

Расчет элементов с сетчатым армированием при центрально-сжатии производят по формуле:

$$N \leq m_\gamma \varphi R_{sk} A, \quad (5.20)$$

где N — расчетная продольная сила;

R_{sk} — расчетное сопротивление при центрально-сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами по формуле

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100}, \quad (5.21)$$

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

где R — расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки;
 R_s — расчетное сопротивление арматуры, для арматуры класса Вр-I принимается с коэффициентом условий работы $\gamma_{cs} = 0,6$ (табл. 13 СНиП II-22-81);

μ — процент армирования по объему, для сеток с квадратными ячейками из арматуры площадью сечения A_s с размером ячейки s при расстоянии между сетками по высоте S определяется по формуле

$$\mu = \frac{2A_s}{cS} \cdot 100. \quad (5.22)$$

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

$$\mu = 50 \frac{R}{R_s} \geq 0,1\%; \quad (5.23)$$

m_s — коэффициент, определяемый, как и в расчете центрально-сжатого элемента без армирования, по формуле (5.18) $m_s = 1 - \eta(N_g/N)$, при $h \geq 30$ см $m_s = 1$;

ϕ — коэффициент продольного изгиба, определяемый (см. табл. 5.8) по гибкости λ_h (или λ_i), при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием α_{sk} . Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием следует находить по формуле

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sk}}, \quad (5.24)$$

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

$$R_u = kR, \quad (5.25)$$

где k — коэффициент, принимаемый по табл. 5.9;

Таблица 14 СНиП II-22-81

Вид кладки	Коэффициент k
1. Из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков, рваного бута и бутобетона, кирпичная вибрированная	2,0
2. Из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов	2,25

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

$$R_{sku} = kR + \frac{2R_s\mu}{100}, \quad (5.26)$$

где R_s — нормативное сопротивление арматуры, в армированной кладке принимаемые для арматуры класса Вр-I с коэффициентом условия работы 0,6 (см. п. 3.20 СНиП II-22-81).

Постановка арматуры в колонну уменьшает упругую характеристику кладки, что, в свою очередь, сказывается на величине коэффициента продольного изгиба.

Общий порядок расчета центрально-сжатой каменной колонны с сетчатым армированием

В практике встречаются следующие типы задач:

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

Подбор арматурных сеток

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

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

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

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

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

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

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

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

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

5. Определяют площадь сечения арматуры A_{st} , из которой сделаны сетки: $\emptyset 3 - A_{st} = 0,071 \text{ см}^2$; $\emptyset 4 - A_{st} = 0,126 \text{ см}^2$; $\emptyset 5 - A_{st} = 0,195 \text{ см}^2$ (см. Приложение 3);

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

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

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

Проверка подобранного сечения колонны с сетчатым армированием

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

принятые значения шага стержней и шага сеток $\mu = \frac{2A_{st}}{cS} \cdot 100$ и проверяют ограничения процента армирования: $\mu_{max} = 50R/R_s$; $\mu_{min} = 0,1\%$:

- если процент армирования меньше минимального, увеличивают количество арматуры за счет уменьшения шага стержней в арматурных сетках, шага постановки сеток или увеличения диаметра арматуры;

- если процент армирования больше предельного, следует изменить сечение колонны или принять более прочные материалы для каменной кладки и провести расчет заново.

8. Уточняют величину расчетного сопротивления $R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100}$.

9. Находят упругую характеристику кладки при наличии сетчатого армирования:

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

где α — упругая характеристика неармированной кладки,

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

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

11. Проверяют несущую способность армированной кладки:

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

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

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

5.5.6. Некоторые правила конструирования кирпичных (каменных) столбов с сетчатым армированием

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

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

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

4. Материалы для кирпичной кладки:

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

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

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

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

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

5.5.7. Внецентренно сжатые столбы.

Понятие о расчете

Внецентренное сжатие характерно для колонн производственных зданий, наружных несущих стен жилых и общественных зданий. На такие колонны (стены) кроме продольной силы действует изгибающий момент. Если момент действует в одной плоскости, то колонны рассчитываются в плоскости действия момента как внецентренно сжатые, а в другой плоскости — как центрально-сжатые. Каменные внецентренно сжатые колонны, как и центрально-сжатые, могут выполняться без армирования или с армированием каменной кладки.

При внецентренном сжатии в колонне возникают неравномерные сжимающие напряжения, а при больших моментах могут возникнуть и растягивающие напряжения. Растягивающие напряжения могут приводить к образованию трещин в горизонтальных швах кладки.

Определенный опытным путем характер распределения напряжений в сечении элемента отличается от принятой для расчета эпюры напряжений. Неточность расчетной эпюры напряжений учитывается через коэффициент полноты эпюры напряжений ω . При расчетах условно принимается, что напряжения распределяются равномерно по части площади сечения колонны, в то время как на самом деле напряжения распределяются неравномерно (рис. 5.30).

Расчет внецентренно сжатых колонн ведется в соответствии с пп. 4.7, 4.31 СНиП II-22-81 аналогично расчету внецентренно сжатых стен (см. параграф 5.5.8). При армировании внецентрен-

но сжатых колонн правила конструирования остаются такими же, как для колонн с центральным армированием.

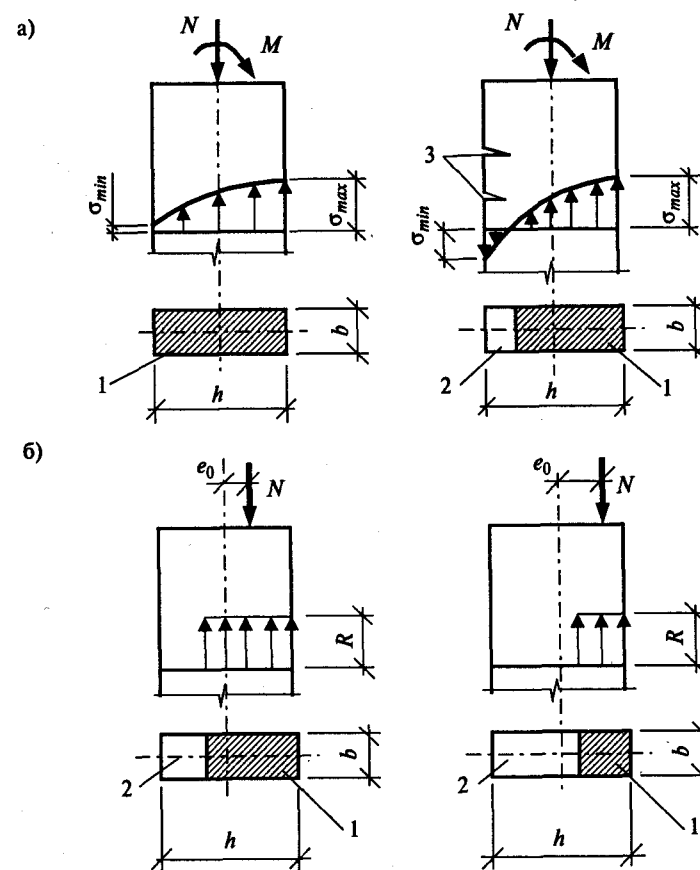


Рис. 5.30. Эпюры напряжений: а) фактические; б) принятые для расчета; 1 — сжатая зона сечения; 2 — растянутая зона сечения; 3 — трещины

5.5.8. Расчет кирпичных стен зданий с жесткой конструктивной схемой

Стены жилых и общественных зданий могут быть центрально-сжатыми и внецентренно сжатыми. В случае центрального сжатия расчет стены ведется аналогично расчету центрально-сжатого столба, при этом для расчета условно вырезается 1 метр длины стены.

Наружные несущие стены и внутренние с односторонней нагрузкой считаются внецентренно сжатыми, так как односторонняя нагрузка от перекрытий приводит к возникновению в стене изгибающих моментов.

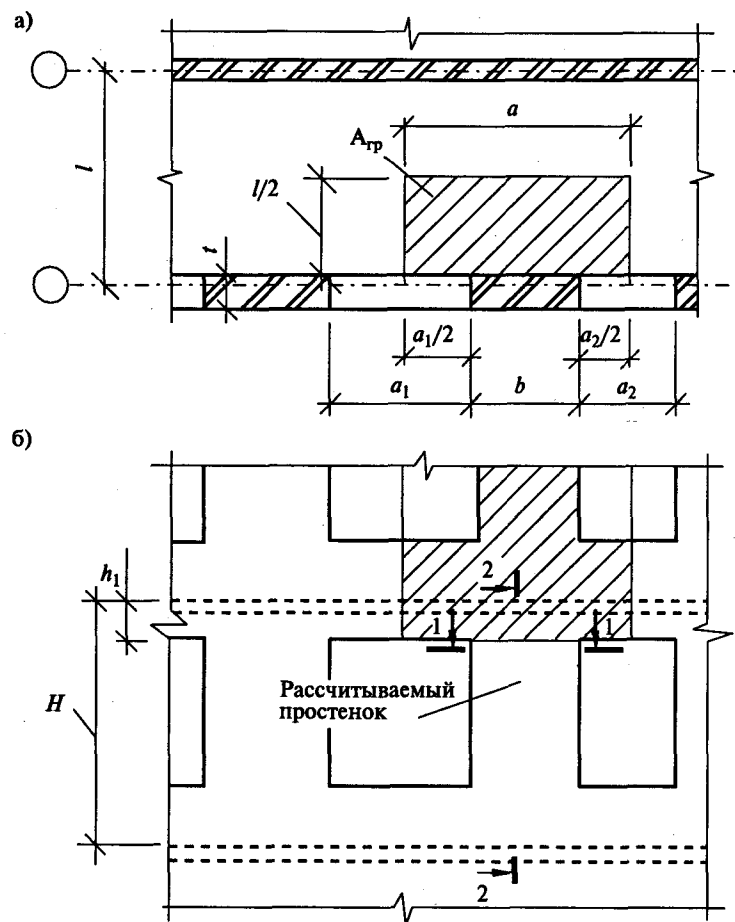


Рис. 5.31. К расчету простенка: а) участок плана здания с грузовой площадью: a — ширина грузовой площади (расстояние между серединами оконных проемов); a_1, a_2 — ширина оконных проемов; b — ширина простенка; t — толщина стены; б) участок фасада: H — высота этажа; h_1 — расстояние от плиты перекрытия до верха оконного проема

Наибольшую сжимающую силу стена воспринимает на уровне первого этажа, при этом самым слабым местом является просте-

нок. В зданиях с жесткой конструктивной схемой (здания, имеющие достаточно часто расположенные поперечные стены, препятствующие смещению стен от вертикали; к ним относятся жилые и большинство гражданских зданий) при расчете простенка принимается, что стена здания шарнирно опирается на несмещаемые опоры — перекрытия. К рассчитываемому сечению стены прикладывается вся вертикальная нагрузка N (от всех вышележащих этажей и от собственного веса стены) и изгибающий момент M , возникающий от перекрытия, расположенного непосредственно над рассматриваемым сечением.

Нагрузка на простенок от перекрытий собирается с грузовой площади $A_{гр}$ шириной a , «вырезанной» по середине оконных проемов, длиной $l/2$, равной половине пролета (рис. 5.31). Нагрузка от собственного веса стены определяется от верха стены до расчетного сечения 1—1, а ширина стены принимается равной ширине грузовой площади — a .

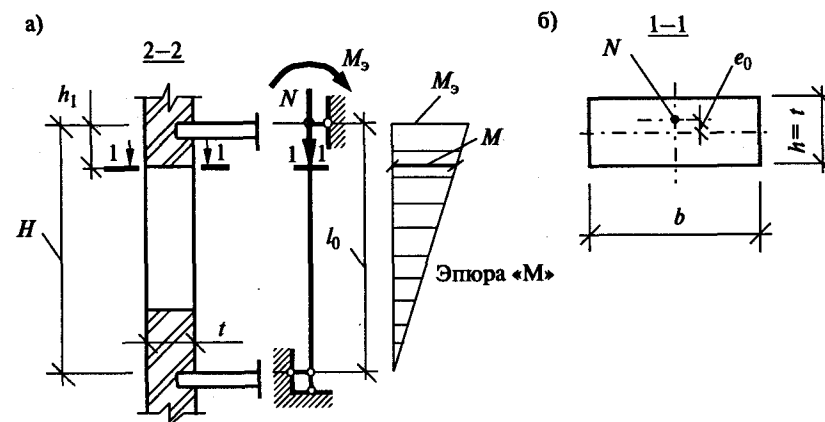


Рис. 5.32. К расчету простенка: а) разрез стены и расчетная схема; б) расчетное сечение простенка; M_0 — изгибающий момент, действующий на простенок от перекрытия, расположенного непосредственно над сечением простенка

Для упрощения расчета разрешено рассматривать стену в пределах одного этажа как шарнирно опертую балку на двух опорах с расчетной длиной l_0 , равной высоте этажа H (см. расчетную схему, рис. 5.32).

Наиболее опасным местом в простенке, которое и необходимо рассчитывать, является сечение, расположенное по низу перемыч-

ки, так как в этом сечении кроме продольной силы действует изгибающий момент M , который определяется от воздействия реакций перекрытия (рис. 5.33), расположенного непосредственно над рассчитываемым сечением 1—1.

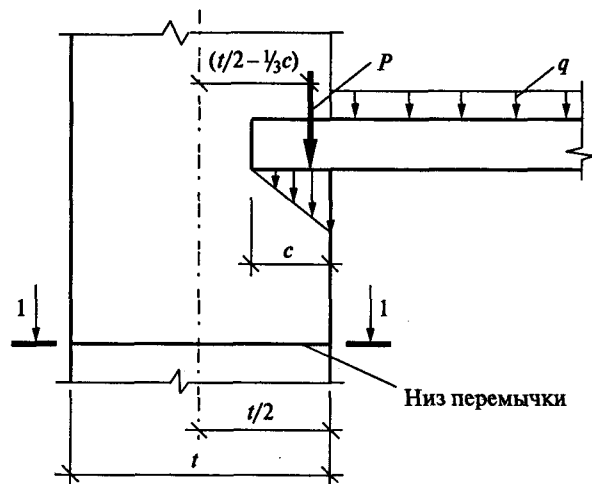


Рис. 5.33. Нагрузка от перекрытия на стену: t — толщина стены; c — длина опирания перекрытия на стену

Из рисунка 5.33 видно, что давление от перекрытия на стену принимается действующим неравномерно: по внутренней грани стены максимальным и равным нулю у конца плиты перекрытия (в сечении получается треугольник). При таком распределении давления равнодействующая напряжений P прикладывается в центре тяжести треугольника на расстоянии $(t/2 - 1/3 c)$ от центра тяжести стены. Величина изгибающего момента от этажа на уровне низа перекрытия

$$M_s = P(t/2 - 1/3 c),$$

а момент на уровне низа перемычки (в расчетном сечении)

$$M = \frac{M_s(H - h_1)}{H}.$$

В целом на расчетное сечение действуют продольная сила N и изгибающий момент M или, что равнозначно, продольная сила прикладывается с эксцентриситетом $e_0 = M/N$ (см. рис. 5.32, б).

Несущая способность внецентренно сжатых элементов без поперечного армирования проверяется по формуле

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega, \quad (5.27)$$

где m_g — коэффициент, учитывающий длительность приложения нагрузки, определяется по формуле (5.28)

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2 e_{0g}}{h}\right), \quad (5.28)$$

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

N_g — расчетная продольная сила от длительно действующей нагрузки;

N — расчетная продольная сила от всей нагрузки;

e_{0g} — эксцентриситет от действия длительных нагрузок;

h — сторона сечения в плоскости действия изгибающего момента. При $h \geq 30$ см или $i \geq 8,7$ см (где h, i — соответственно сторона сечения и радиус инерции сечения элемента в направлении действия изгибающего момента); коэффициент m_g следует принимать равным единице;

φ_1 — коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2, \quad (5.29)$$

при этом φ определяется по табл. 5.8 в зависимости от гибкости $\lambda_h = l_0/h$ и упругой характеристики кладки α ; φ_c определяется аналогично φ , но по значению гибкости

$$\lambda_{hc} = H/h_c, \quad (5.30)$$

где $h_c = h - 2e_0$;

R — расчетное сопротивление каменной кладки;

A_c — площадь сжатой части сечения, $A_c = A(1 - 2e_0)$;

ω — коэффициент, определяемый по табл. 19 СНиП II-22-81, для стены прямоугольного сечения (см. рис. 5.32, б):

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45.$$

Расчет стены обычно заключается в проверке несущей способности простенка, так как конструкция и толщина стены назнача-

ются исходя из теплотехнических или конструктивных требований. В случае если на какой-то высоте стена изменяет свою толщину, следует также проверять ее несущую способность и в месте изменения толщины.

5.5.9. Каменная кладка, выполняемая в зимнее время

Каменные и армокаменные конструкции зданий и сооружений могут возводиться при отрицательных температурах. Выполнение кирпичной кладки в зимнее время может вестись одним из рассмотренных ниже способов.

Способ выполнения каменной кладки на растворах не ниже М50 с химическими добавками, которые позволяют раствору твердеть при отрицательных температурах. В качестве химических добавок чаще всего применяют калий углекислый (поташ) K_2CO_3 или нитрит натрия $NaNO_2$. Добавки поташа или нитрита натрия могут составлять от 5 до 15% веса цемента. Поташ может обеспечивать твердение раствора до температуры $-30^\circ C$, нитрит натрия — до температуры $-15^\circ C$. Возможно применение и других химических добавок.

Химические добавки не должны вызывать вредных последствий в период эксплуатации зданий (разрушения каменных конструкций, коррозии анкеров, арматуры, повышения влажности кладки и т.п.). Поэтому в качестве противоморозной добавки к растворам для зданий, которые будут эксплуатироваться при повышенной влажности воздуха (например, прачечные, бани), и для возведения зданий, в которых по условиям эксплуатации возможна высокая температура (выше $40^\circ C$), допускается только нитрит натрия. Растворы с добавками поташа не допускается применять в стенах из силикатного кирпича марки ниже 100 и морозостойкостью ниже Мрз 25.

Способ замораживания позволяет вести каменную кладку на растворах не ниже М10 без химических добавок. При этом способе раствор замерзает, а после оттаивания набирает прочность. Подобным способом допускается возводить каменные конструкции, обладающие достаточной прочностью и устойчивостью в период оттаивания раствора.

Способ замораживания, дополненный временным усилением конструкций нижележащих этажей. Усиление конструкций может выполняться инвентарными стойками, обоями или временными деревянными стойками из бревен, бруса. Усиление конструкций разгружает их на период оттаивания раствора и снимается после набора раствором необходимой прочности.

Способ замораживания, дополненный искусственным отоплением. Марка раствора при этом способе должна быть не ниже М50. Искусственное отопление производится внутри здания за счет поднятия температуры воздуха свыше $+15^\circ C$. В результате оттаивания раствора происходит его твердение. Оттаивание может происходить не на всю глубину каменной кладки, но должно обеспечивать достижение раствором необходимой прочности. Следует иметь в виду, что отопление наружных стен происходит с одной стороны и одностороннее оттаивание раствора может нарушить устойчивость здания. Прочность раствора после оттаивания получается, как правило, меньше прочности первоначально взятой марки, а деформативность больше. Прочность кирпичной кладки получается тем ниже, чем ниже температура, при которой она ведется.

Особенности расчета каменной кладки, возводимой в зимнее время

Расчет каменной кладки, возводимой в зимнее время, проводится аналогично расчетам каменной кладки, выполняемой в летнее время, но учитывается возможность снижения прочности раствора с нижеперечисленными особенностями.

Для каменной кладки, выполняемой на растворах с противоморозными химическими добавками, расчетные сопротивления принимаются равными расчетным сопротивлениям летней кладки (табл. 2.10), если каменная кладка выполняется при температуре наружного воздуха до $-15^\circ C$. При более низкой температуре расчетные сопротивления берутся с коэффициентом 0,9 (т.е. прочность раствора понижается на 10%).

В случае выполнения каменной кладки способом замораживания без противоморозных добавок прочность раствора после оттаивания и последующего твердения принимается с понижающими коэффициентами: для кирпичной и каменной кладки при среднесуточной температуре наружного воздуха, при которой выполнялась кладка, до $-15^\circ C$ — 0,9 и до $-30^\circ C$ — 0,8. В момент оттаивания прочность раствора принимается 0,2 МПа при растворе, выполненном на портландцементе, и толщине стен и столбов 38 см и более. Прочность раствора считается равной нулю при растворе, выполненном на шлакопортландцементе или пуццолановом цементе, независимо от толщины стен и столбов, а также при растворе на портландцементе, если толщина стен и столбов менее 38 см.

Несущая способность каменной кладки, выполненной способом замораживания, должна рассчитываться для двух стадий готовности здания: стадии эксплуатации и стадии оттаивания, так как в момент оттаивания при резком снижении прочности раство-

ра конструкция может испытывать нагрузки, превышающие ее прочность. Это и приводит к необходимости производить дополнительный расчет, при котором учитываются нагрузки, действующие в этот момент на каменную кладку, и прочность раствора в стадии оттаивания. В расчетах дополнительно должны учитываться коэффициенты условий работы γ_{cl} и γ_{csl} , которые приводятся в табл. 33 СНиП II-22-81.

5.5.10. Усиление кирпичных столбов и простенков

В процессе эксплуатации каменных конструкций от различных причин могут появляться признаки их разрушения — в элементах возникают раскрытые трещины (см. рис. 5.27). Такие конструкции можно продолжать эксплуатировать после их усиления при помощи заключения каменной кладки в обойму. Необходимость усиления может возникать и при изменении условий эксплуатации, например при увеличении нагрузок в результате реконструкции зданий, возведении надстроек и т.п.

Обоймы, которые должны плотно прилегать к кирпичной кладке, выполняются стальными, железобетонными, армированными. Кладка, заключенная в обойму, работает в условиях ограничения поперечного расширения (обойма препятствует расширению кладки), что увеличивает ее несущую способность в 2–2,5 раза. Включение столбов и простенков, имеющих трещины, в обойму может полностью восстановить их несущую способность. Наиболее эффективна работа той обоймы, на которую предусмотрена передача нагрузки (обойма опирается в верхнюю и нижнюю конструкции), в этом случае она не только сдерживает поперечное расширение кладки, но и воспринимает часть нагрузки, разгружая усиливаемый элемент.

Стальные обоймы выполняются путем постановки по углам столбов и простенков стальных прокатных уголков на растворе. Уголки объединяются планками, выполняемыми из полосовой стали, которые привариваются с шагом не более 500 мм и не более чем меньшая сторона сечения усиленного элемента. Для защиты стальной обоймы ее покрывают слоем цементного раствора толщиной 25–30 мм по металлической сетке, обеспечивающей надежное сцепление раствора, или выполняют окраску обоймы (рис. 5.34, а).

Армированная штукатурная обойма выполняется из вертикальных стержней и хомутов и штукатурится раствором М75, М100 толщиной 30–40 мм (рис. 5.34, б). Аналогично можно выполнять железобетонную обойму, принимая толщину обоймы 40–120 мм.

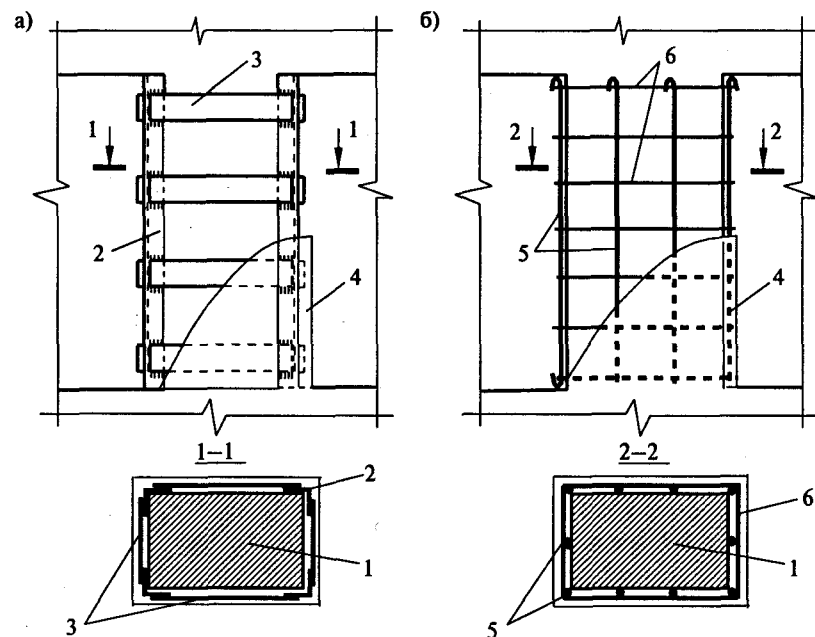


Рис. 5.34. Усиление простенка обоймами: а) стальной обоймой; б) армированной штукатурной обоймой; 1 — простенок; 2 — уголки; 3 — планки 35х5–60х12 мм; 4 — штукатурка; 5 — вертикальные стержни $\varnothing$ 8–12 мм; 6 — хомуты $\varnothing$ 4–10 мм

Примеры расчета колонн

Пример 5.1. Используя данные примера 3.7, рассчитать стальную колонну для здания магазина. Колонна выполнена из прокатного двутавра с параллельными гранями полок. Нагрузка $N = 566,48$ кН (фактически нагрузки от веса стальных балок и стальной колонны меньше, чем нагрузки, взятые по примеру 3.7, в котором нагрузки определены от веса железобетонных балок и кирпичной колонны, но для сравнения результатов расчетов в примерах 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 нагрузки приняты одинаковыми). Коэффициент надежности по ответственности принимаем $\gamma_n = 0,95$; нагрузка с учетом коэффициента надежности по ответственности $N = 566,48 \cdot 0,95 = 538,16$ кН. Колонна фактически выполняется высотой в два этажа, но расчетная длина принимается равной высоте одного этажа, так как учитывается ее закрепление в перекрытии $l_{ef} = 3,6$ м. Расчетная схема колонны и ее сечение приведены на рис. 5.35.

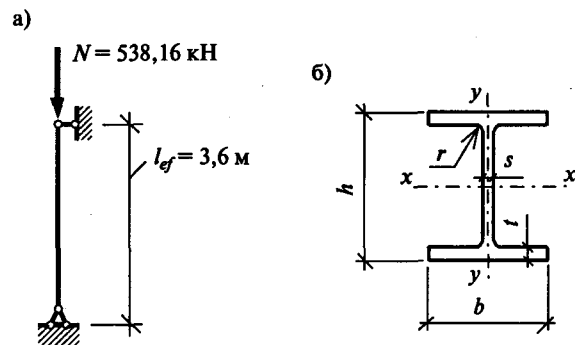


Рис. 5.35. К примерам 5.1, 5.2, 5.4:
а) расчетная схема колонны; б) сечение колонны

Решение.

1. Определяем группу конструкций по табл. 50* СНиП II-23-81*; колонны относятся к группе конструкций 3. Принимаем сталь С245 по ГОСТ 27772-88 (принимая сталь, следует учитывать, выполняется из этой стали данный прокат или нет, так как зачастую определенный вид проката производится из ограниченных типов сталей (см. Приложение 1, табл. 2)).

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

3. При расчетах на устойчивость принимаем коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$ (табл. 2.3). Задаемся гибкостью колонны $\lambda = 100$, что соответствует коэффициенту продольного изгиба $\varphi = 0,542$ (табл. 5.3). Определяем требуемую площадь:

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{538,16}{0,542 \cdot 24 \cdot 1} = 41,37 \text{ см}^2.$$

4. Определяем требуемый минимальный радиус инерции (по заданной гибкости $\lambda = 100$): $i = l_{\text{eff}}/\lambda = 360/100 = 3,6 \text{ см}$.

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

6. Проверяем подобранное сечение:

• определяем наибольшую фактическую гибкость (наибольшая гибкость будет относительно оси y — y , так как радиус инерции от-

носительно оси y — y меньше радиуса инерции относительно оси x — x , а расчетные длины относительно этих осей одинаковы):

$$\lambda_y = l_{\text{eff}}/i_y = 360/3,67 = 98,09;$$

• по наибольшей гибкости, определяем фактическое значение коэффициента продольного изгиба, с интерполяцией $\varphi = 0,556$ (см. табл. 5.3);

• проверяем условие, чтобы гибкость была не больше предельной гибкости, установленной СНиП II-23-81*. Для основных колонн предельная гибкость определяется по формуле $\lambda_{\text{пред}} = 180 - 60\alpha$ (см. табл. 5.4), где $\alpha = N/\varphi A R_y \gamma_c = 538,16/0,556 \cdot 46,08 \cdot 24 \cdot 1 = 0,875 > 0,5$;

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

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

• проверяем устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{538,16}{0,556 \cdot 46,08} = 21,00 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

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

Пример 5.2. Используя данные примера 3.7, подобрать сечение центрально-сжатой колонны, выполненной из кирпича. Расчетное продольное сжимающее усилие $N = 566,48 \text{ кН}$. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$; с учетом коэффициента $N = 566,48 \cdot 0,95 = 538,16 \text{ кН}$. Принята расчетная схема с шарнирным опиранием концов стержня колонны (см. рис. 5.35, а). При такой расчетной схеме расчетная длина равна высоте этажа $l_0 = H = 3,6 \text{ м}$.

Решение.

1. Задаемся материалами. Принимаем: полнотелый глиняный кирпич пластического прессования марки М100; раствор цементно-известковый М75. По табл. 2.10 находим расчетное сопротивление сжатию кладки $R = 1,7 \text{ МПа} = 0,17 \text{ кН/см}^2$.

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

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

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

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

5. Определяем гибкость:

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

6. По табл. 5.8 находим коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,98$ (коэффициент определен с интерполяцией).

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

8. Проверяем принятое сечение:

$$N = 538,16 \text{ кН} < m_g \varphi R A = 1 \cdot 0,98 \cdot 0,17 \cdot 4096 = 682,39 \text{ кН}.$$

Вывод. Несущая способность колонны обеспечена, оставляем подобранное сечение.

Пример 5.3. По архитектурным соображениям требуется уменьшить сечение колонны, которая рассчитана в примере 5.2. Принято сечение 510×510 мм, колонну выполняем из полнотелого глиняного кирпича пластического прессования марки М100 и цементно-известкового раствора М100 (так как размеры сечения уменьшили и есть такая возможность, увеличиваем марку раствора по сравнению с данными примера 5.2). Расчетное сопротивление сжатию кладки $R = 1,8$ МПа = $0,18$ кН/см² (табл. 2.10), упругая характеристика $\alpha = 1000$ (табл. 5.7).

Решение.

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

2. Гибкость колонны изменилась по сравнению с гибкостью в примере 5.2, так как уменьшились размеры сечения колонны, $\lambda_h = l_0/h = 360/51 = 7,0$.

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

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

5. Несущая способность кирпичного столба

$$\Phi = m_g \varphi R_{\gamma_c} A = 1 \cdot 0,94 \cdot 0,18 \cdot 0,8 \cdot 2601 = 352 \text{ кН};$$

$$N = 538,16 \text{ кН} > \Phi = 352 \text{ кН}.$$

Вывод. Несущая способность не обеспечена.

6. Для обеспечения несущей способности применяем сетчатое армирование. Арматурные сетки выполняем из арматуры класса Вр-1 диаметром 3 мм, устанавливаем сетки в каждом ряду кирпичей, шаг сеток $S = 7,7$ см.

7. Выписываем нормативное и расчетное сопротивления арматуры (табл. 2.8): $R_s = 410$ МПа, $R_{sn} = 490$ МПа; площадь сечения стержня арматуры $A_s = 0,071 \text{ см}^2$; расчетное и нормативное сопротивления арматуры необходимо умножать на коэффициент условия работы $\gamma_{cs} = 0,6$ (см. табл. 13 СНиП II-22-81):

$$R_{s\gamma_{cs}} = 410 \cdot 0,6 = 246 \text{ МПа} = 24,6 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{sn\gamma_{cs}} = 490 \cdot 0,6 = 294 \text{ МПа} = 29,4 \text{ кН/см}^2.$$

8. Находим отношение:

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

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

9. Определяем требуемое расчетное сопротивление армированной кладки:

$$R_{sk} = R a = 0,17 \cdot 1,62 = 0,27 \text{ кН/см}^2.$$

10. Приравниваем полученное значение к формуле расчетного сопротивления:

$$R_{sk} = 0,27 = R + \frac{2\mu R_{s\gamma_{cs}}}{100} = 0,18 \cdot 0,8 + \frac{2 \cdot \mu \cdot 24,6}{100};$$

из полученного соотношения определяем требуемый процент армирования μ :

$$\mu = \frac{(R_{sk} - R_{\gamma_c})100}{2R_{s\gamma_{cs}}} = \frac{(0,27 - 0,18 \cdot 0,8) \cdot 100}{2 \cdot 24,6} = 0,266\%;$$

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

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

$$\mu = 0,27\% = (2A_s/cS)100,$$

$$c = \frac{2A_s \cdot 100}{\mu S} = \frac{2 \cdot 0,071 \cdot 100}{0,27 \cdot 7,7} = 6,83 \text{ см};$$

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

12. Уточняем полученный процент армирования:

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

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

$$R_{sk} = R_{\gamma_c} + \frac{2\mu R_{s\gamma_{cs}}}{100} = 0,18 \cdot 0,8 + \frac{2 \cdot 0,284 \cdot 24,6}{100} = 0,284 \text{ кН/см}^2.$$

14. Проверяем принятое значение коэффициента армирования: $\mu = 0,284\% > \mu_{min} = 0,1\%$;

$$\mu_{max} = 50 R_{\gamma_c} / R_{s\gamma_{cs}} = 50 \cdot 0,18 \cdot 0,8 / 24,6 = 0,293\%;$$

принятый коэффициент армирования $\mu = 0,284\% < \mu_{max} = 0,293\%$.

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

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

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

$$R_{sk} = kR\gamma_c + \frac{2R_{sk}\gamma_{cs}\mu}{100} = 2 \cdot 0,18 \cdot 0,8 + \frac{2 \cdot 29,4 \cdot 0,284}{100} = 0,455 \text{ кН/см}^2.$$

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

17. Проверяем несущую способность,

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

Вывод. Несущая способность обеспечена. Принимаем колонну сечением 510×510 мм из кирпича глиняного пластического прессования М100 на цементно-известковом растворе М100, армированную сетками в каждом ряду кирпичной кладки. Сетки выполнены из арматуры класса Вр-I $\varnothing 3$ мм с шагом постановки арматуры в сетке в обоих направлениях 65 мм (рис. 5.36).

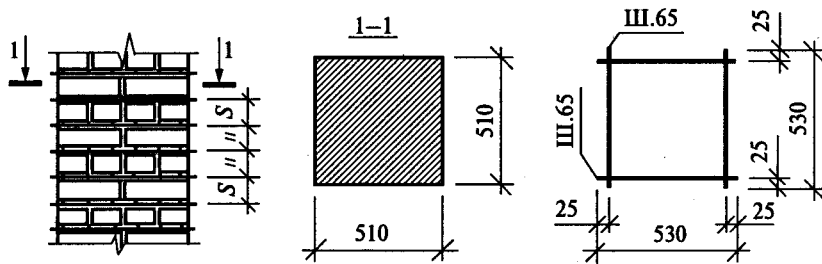


Рис. 5.36. К примеру 5.3

Пример 5.4. Используя данные примера 3.7, подобрать сечение центрально-сжатой стойки (колонны), выполненной из цельной древесины. Материал: сосна, сорт 1. Сечение колонны — брус (рис. 5.37).

Примечание. Деревянная стойка для предложенного в примере 3.7 типа здания, естественно, не имеет смысла и даже недопустима с точки зрения требований, предъявляемых к таким зданиям и их конструкциям (противопожарных, капитальности и т.д.). Нагрузки также меньше, чем при кирпичной колонне. Вариант стойки (колонны) из древесины приведен исключительно в учебных целях для сравнительной оценки прочностных свойств материалов, которая может быть положена в основу экономических сравнений колонн.

$N = 566,48$ кН, с учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$ нагрузка $N = 566,48 \cdot 0,95 = 538,16$ кН. Расчетная схема принята с опиранием концов стержня колонны на шарнирные опоры (см. рис. 5.35, а). Расчетная длина стержня $l_0 = 3,6$ м.

Температурно-влажностные условия эксплуатации А2 (элемент работает внутри отапливаемого помещения с относительной влажностью воздуха свыше 60 и до 75% (см. табл. 1 СНиП II-25-80)).

Решение.

1. По табл. 2.4 определяем расчетное сопротивление древесины сжатию: $R_c = 16$ МПа = $1,6$ кН/см² (предварительно принимая ширину и высоту сечения больше 13 см).

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

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

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

4. Принимаем с учетом сортамента (Приложение 2) сечение бруса $bh = 200 \times 250$ см, фактическая площадь сечения $F = 500$ см²; колонна не имеет врезок в расчетном сечении, поэтому расчетная площадь сечения $F_{расч}$ равна площади сечения брутто $F_{бр} = 500$ см².

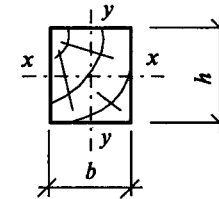


Рис. 5.37. Сечение деревянной колонны — к примеру 5.4

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

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

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

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

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

7. Проверяем устойчивость:

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

Вывод. Напряжения при расчете на устойчивость меньше расчетного сопротивления древесины сжатию:

$\sigma = 15,6 < R_c = 16,0$ МПа, следовательно, несущая способность обеспечена.

Принимаем сечение колонны 200×250 мм. Древесина — сосна, сорт 1.

Пример 5.5. По данным примера 3.7 рассчитать железобетонную колонну. (Нагрузку на железобетонную колонну собираем заново, так как в примере 3.7 не собиралась длительная часть нагрузки, значение которой необходимо знать для расчета железобетонной колонны.) Нагрузку на колонну собираем с учетом ее веса, который отличается от веса кирпичной колонны. Нагрузка приложена со случайным эксцентриситетом. Принимаем сечение колонны $bh = 300 \cdot 300$ мм, армирование симметричное, т.е. площади сечений арматуры равны $A_s = A'_s$. Высота колонны $H = 7,25$ м (см. рис. 3.1). Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$.

Решение.

1. Для расчета колонны собираем расчетную нагрузку (ее полное значение N и длительную часть нагрузки N_l):

• нагрузка от собственного веса железобетонной колонны:

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

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

• нагрузка на низ колонны

$$N = q_{\text{покрытия}} A_{\text{гр}} + q_{\text{перекрытия}} A_{\text{гр}} + n_{\text{балок}} N_{\text{балки}} + N_{\text{колонны}} = 8,9 \cdot 27 + 10,58 \cdot 27 + 2 \cdot 9,9 + 17,94 = 563,7 \text{ кН};$$

• находим длительную часть нагрузки на низ колонны N_l , для чего необходимо из всей нагрузки вычесть кратковременную часть нагрузки (в соответствии с п. 1.7 «к» СНиП 2.01.07. 85* 50% снеговой нагрузки s считается кратковременной и 50% — длительной).

В соответствии с табл. 3.3 длительная нормативная нагрузка на перекрытие торговых залов составляет $p'' = 1,4$ кПа, а полное значение нормативной нагрузки на перекрытие $p' = 4,0$ кПа и коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$, следовательно

$$N_l = N - 0,5sA_{\text{гр}} - p''\gamma_f A_{\text{гр}} + p'\gamma_f A_{\text{гр}} = 563,7 - 0,5 \cdot 2,1 \cdot 27 - 4 \cdot 1,2 \cdot 27 + 1,4 \cdot 1,2 \cdot 27 = 451,11 \text{ кН};$$

• с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$ нагрузка равна:

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

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

2. Задаемся материалами колонны: бетон тяжелый класса В20; $\gamma_{b2} = 0,9$; продольная арматура класса А-III; поперечная арматура класса Вр-I; расчетные сопротивления: $R_b = 11,5$ МПа; $R_{sc} = 365$ МПа (табл. 2.6; 2.8).

3. Определяем расчетную длину колонны; расчетная длина колонны принимается равной высоте этажа (рис. 3.1): $l_0 = 3,6$ м (фактически колонна выполняется высотой в два этажа, но, учитывая ее закрепление в перекрытии, получаем расчетную схему, аналогичную изображенной на рис. 5.35, а);

4. Находим отношения:

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

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

5. По табл. 5.6 определяем значение коэффициентов φ_b , φ_{sb} ; с учетом интерполяции $\varphi_b = 0,868$; $\varphi_{sb} = 0,888$.

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

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

7. Вычисляем коэффициент продольного изгиба:

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

8. Определяем требуемую площадь арматуры:

$$(A_s + A'_s) = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b\gamma_{b2}bh}{R_{sc}} = \frac{\frac{535,52}{0,882} - 1,15 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 30}{36,5} < 0.$$

9. Так как требуемая площадь арматуры получилась отрицательной, это значит, что бетон один (без арматуры) справляется с нагрузкой и арматуру следует принимать по конструктивным требованиям; учитывая, что необходимо обеспечить минимальный процент армирования колонны (табл. 5.5) и что при меньшей стороне сечения > 250 мм диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм, принимаем 4 Ø16 А-III, $A_s = 8,04 \text{ см}^2$.

10. Проверяем процент армирования:

$\mu = (A_s + A'_s)100/bh = 8,04 \cdot 100/30 \cdot 30 = 0,893 \%$, что больше минимального значения $\mu_{\min} = 0,4\%$ (табл. 5.5) и меньше максимального значения $\mu_{\max} = 3,0\%$;

принятая арматура обеспечивает необходимый процент армирования.

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

12. Конструируем сечение колонны (рис. 5.38).

Сравнивая подобранные в примерах 5.1–5.5 сечения колонн из различных материалов (табл. 5.10), можно сделать следующий вывод: при практически одинаковой нагрузке на колонны (незначительно отличается нагрузка на железобетонную колонну) и при

одинаковых расчетных длинах сечения колонн получаются разными. Наименьшее сечение имеет стальная колонна, наибольшее сечение имеет колонна, выполненная из неармированной кирпичной кладки. Сечение деревянной колонны меньше, чем сечения колонн, выполненных из железобетона и кирпичной кладки.

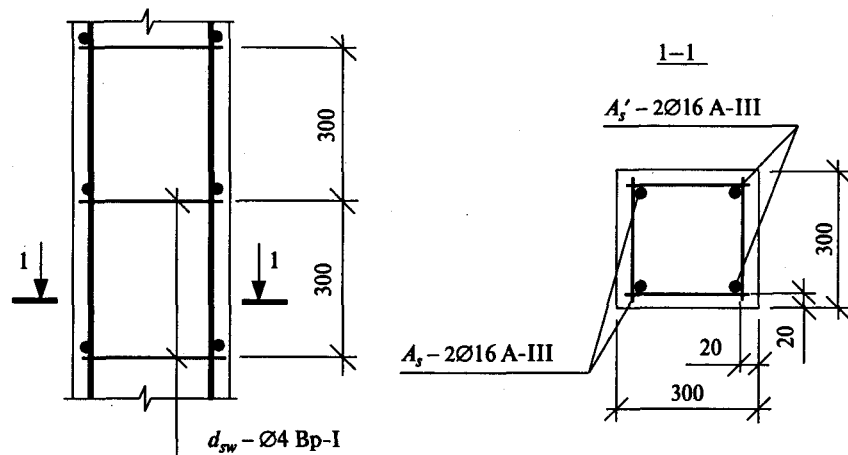


Рис. 5.38. К примеру 5.5

Таблица 5.10

Сравнительная таблица сечений колонн из разных материалов (примеры 5.1–5.5)

Материал	Сталь	Железобетон		Неармированная кладка		Армированная кладка		Древесина
		Бетон	Арматура	Кирпич	Раствор	Кирпич	Раствор	
Класс/марка	C 245	B20	A-III	M 100	M 75	M 100	M 100	Сосна, сорт 1-й
Сечение	23Ш1	30 × 30 см		64 × 64 см		51 × 51 см		20 × 25 см
Площадь	46,08 см ²	900 см ²		4096 см ²		2601 см ²		500 см ²
Нагрузка	538,16 кН	535,52 кН		538,16 кН		538,16 кН		538,16 кН

Примечание. Процент армирования в железобетонной колонне определяется по отношению площадей арматуры к площади бетона и составляет 0,89 %; в армированном кирпичном столбе процент армирования определяется как отношение объема арматуры к объему кирпичной кладки и составляет 0,284 %.

Задачи для самостоятельной работы

Задача 5.1.

Подобрать сечение основной стальной колонны, выполненной из прокатного двутавра: нагрузка, действующая на колонну $N = 300$ кН; коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$; сталь С 235; коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$; расчетная длина колонны $l_{cr} = 6$ м.

Задача 5.2.

Определить несущую способность стальной второстепенной колонны, выполненной из прокатного двутавра 20К2. Нагрузка, действующая на колонну, 20 кН, приложена по центру тяжести сечения; сталь С245; коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$; расчетная длина $l_{cr} = 5,0$ м.

Задача 5.3.

Проверить прочность центрально-сжатого кирпичного столба. Нагрузка, действующая на столб, $N = 340$ кН; $N_l = 250$ кН. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Сечение столба 510×640 мм; кирпич силикатный М75; раствор цементно-известковый М50. Расчетная схема — шарнирное закрепление столба на опорах; высота столба $H = 4,2$ м.

Задача 5.4.

Подобрать сечение центрально-сжатого кирпичного столба. Расчетная длина $l_0 = 2,8$ м. Нагрузка $N = 120$ кН, $N_l = 100$ кН. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Кирпич глиняный пластического прессования М75; раствор цементно-известковый М75.

Задача 5.5.

Проверить прочность центрально-сжатой кирпичной колонны, выполненной с сетчатым армированием. На колонну действует нагрузка $N = 380$ кН. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Сечение колонны 640×640 мм. Кирпич глиняный пластического прессования М125; раствор цементно-известковый М50. Колонна армирована сетками, выполненными из арматуры класса Вр-I, Ø4 мм. Шаг стержней арматуры в сетках (размер ячейки) $s = 60$ мм; шаг сеток $S = 154$ мм.

Задача 5.6.

Подобрать сечение деревянной стойки из бруса; стойка шарнирно закреплена по концам, длина стойки $l = 2,0$ м. Нагрузка приложена по центру тяжести сечения, $N = 15$ кН. Коэффициент надеж-

ности по ответственности $\gamma_n = 0,9$. Материал: береза; сорт 2. Температурно-влажностные условия эксплуатации В2 (эксплуатация на открытом воздухе в нормальной зоне, для таких условий эксплуатации коэффициент $m_b = 0,85$). При определении расчетного сопротивления березы следует расчетное сопротивление, определенное для древесины сосны (ели), умножить на коэффициент m_n (табл. 2.5), учитывающий другую породу древесины, и коэффициент m_b , учитывающий условия эксплуатации. Предельная гибкость стойки $\lambda_{max} = 120$.

Задача 5.7.

Проверить несущую способность деревянной стойки, выполненной из бревна. Материал: ель, сорт 3; условия эксплуатации А3 (коэффициент $m_b = 0,9$). Нагрузка, действующая на стойку, приложена по центру тяжести сечения, $N = 150$ кН. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Закрепление стержня шарнирное по обоим концам, длина $l = 3,0$ м. Диаметр бревна $D = 180$ мм. Предельная гибкость стойки $\lambda_{max} = 120$.

Задача 5.8.

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

Задача 5.9.

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

Задача 5.10.

Определить арматуру железобетонной колонны со случайным эксцентриситетом и законструировать ее сечение. Нагрузка: $N = 1800$ кН; $N_l = 1200$ кН. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Расчетная длина колонны $l_0 = H_{колонны} = 7,0$ м.

Сечение колонны 400×400 мм. Бетон тяжелый класса В30; $\gamma_{b2} = 0,9$. Продольная и поперечная арматура класса А-III.

Задача 5.11.

Проверить несущую способность железобетонной колонны, на которую действует нагрузка $N = 250$ кН. Нагрузка приложена

со случайным эксцентриситетом; длительная часть нагрузки $N_l = 125$ кН; коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Расчетная длина колонны $l_0 = 3,0$ м. Армирование симметричное $A_s = A'_s = (2 \text{ } \varnothing 22 \text{ мм})$. Арматура класса А-III. Бетон тяжелый, класс прочности бетона В20; $\gamma_{b2} = 0,9$. Сечение колонны 300×400 мм (рис. 5.39).

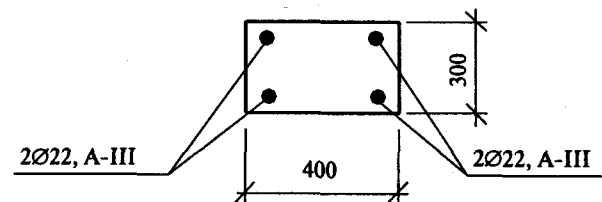


Рис. 5.39. Сечение колонны к задаче 5.11

Задача 5.12.

Подобрать арматуру железобетонной колонны со случайным эксцентриситетом. Расчетная длина колонны $l_0 = 6,0$ м. Сечение колонны 400×500 мм. Армирование симметричное, $A_s = A'_s$. Нагрузка: $N = 700$ кН, длительная часть нагрузки $N_l = 525$ кН. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1,0$. Бетон тяжелый класса В25, коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$. Арматура продольная класса А-II, поперечную арматуру принять, исходя из требуемого диаметра, класса А-I или Вр-I.

6. РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

6.1. Общие положения

Полностью на растяжение работают крайне мало конструкций, чаще растянутой является не вся конструкция, а ее отдельные элементы. Растянутые элементы, выполненные из бетона, кирпича, камней и железобетона с ненапрягаемой арматурой, способны выдерживать небольшие растягивающие нагрузки, так как в них при относительно небольших напряжениях появляются трещины и они разрушаются. Обычно растянутые элементы выполняются из металла, дерева, и допускается их изготовление из предварительно напряженного железобетона. Растянутые элементы делятся на центрально-растянутые и внецентренно растянутые. Центрально-растянутыми считаются элементы, растягивающая сила на которые действует по центру тяжести сечения. В рамках нашего курса рассматриваются только центрально-растянутые элементы из стали и древесины, к которым можно отнести: элементы ферм, затяжки арок, стенки резервуаров, подвески.

Центральное растяжение отличается от центрального сжатия направлением усилий, и его можно рассматривать как частный случай центрального сжатия, при котором не возникает продольного изгиба. Структура расчетных формул прочности и гибкости центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов одинакова.

6.2. Стальные центрально-растянутые элементы

Рассмотрим работу центрально-растянутого элемента на примере стальной полосы. При расчете полагается, что при центральном растяжении полосы в ее сечении возникают равномерные растягивающие напряжения σ (рис. 6.1, б). Однако наличие отверстий или вырезов в полосе уменьшает площадь поперечного сечения и вместе с тем приводит к тому, что вблизи отверстий (вы-

резов) возникает концентрация напряжений (увеличение напряжений по сравнению со средней величиной σ_m). Концентрация напряжений может приводить к разрушению. На этом явлении подробнее останавливаться не будем, но отметим, что отверстия (вырезы) должны выполняться без острых углов, с плавными обводами, так как это способствует уменьшению концентрации напряжений.

Разрушение центрально-растянутых элементов происходит по сечению с наименьшей площадью — A_n . В случае если ослабления (отверстия, вырезы) отсутствуют, площадь нетто A_n равна площади брутто A .

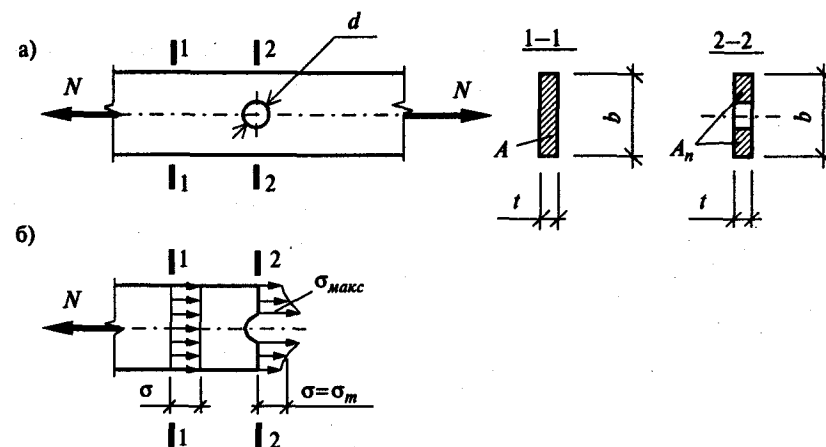


Рис. 6.1. К расчету центрально-растянутого элемента: а) растянутый элемент; б) эпюры нормальных напряжений по сечениям 1-1 и 2-2; A_n — площадь сечения нетто; A — площадь сечения брутто

Расчет прочности центрально-растянутого стального элемента ведется по формуле (5.1, а)

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c,$$

где N — наибольшее растягивающее усилие, действующее на элемент;

A_n — площадь сечения нетто;

R_y — расчетное сопротивление стали, взятое по пределу текучести;

γ_c — коэффициент условия работы.

Длинные растянутые элементы могут изменять свою первоначальную форму (изгибаться) в результате чрезмерной гибкости, и это может затруднять их дальнейшее применение. Поэтому гибкости растянутых элементов ограничиваются нормами и зависят от назначения элементов и характера действующих нагрузок (статические или динамические).

Проверку гибкости выполняют по формуле (5.3, б)

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \leq \lambda_{пред},$$

где l_{ef} — расчетная длина элемента;

i — радиус инерции сечения;

$\lambda_{пред}$ — предельная гибкость (см. табл. 20* СНиП II-23-81*).

Как и в сжатых элементах, расчетные длины и радиусы инерции в общем случае могут быть различными относительно разных осей ($l_{ef,x}$, $l_{ef,y}$, i_x , i_y), и соответственно различаются гибкости (λ_x , λ_y), которые не должны превышать предельную гибкость.

При расчете центрально-растянутых элементов обычно возникают следующие типы задач: подбор сечения растянутого элемента (тип 1) и проверка прочности принятого или имеющегося элемента (тип 2).

Порядок расчета центрально-растянутого стального элемента (тип 1)

1. Принимают сталь с учетом рекомендаций табл. 50* СНиП II-23-81* и определяют расчетное сопротивление стали, взятое по пределу текучести, R_y (табл. 2.2).

2. Определяют коэффициент условия работы растянутого элемента γ_c (табл. 2.3).

3. Определяют требуемую площадь сечения нетто $A_n^{треб}$:

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

• если элемент не имеет ослаблений площади сечения, брутто и нетто равны, $A = A_n$;

• если в элементе имеются ослабления, необходимо требуемую площадь сечения определять как сумму требуемой площади нетто и площади ослабления (величину ослабления назначают, предварительно задавшись толщиной элемента, впоследствии возможна корректировка принятых размеров).

4. По требуемой площади подбирают сечение элемента и определяют фактические значения площади брутто, нетто, значения радиусов инерции сечения.

5. Выполняют проверку подобранного сечения:

• проверяют гибкость: $\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \leq \lambda_{пред}$;

• проверяют прочность: $\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c$.

Второй тип задачи является частью первого типа задачи (необходимо выполнить п. 5 порядка расчета).

6.3. Деревянные центрально-растянутые элементы

Как уже отмечалось, на работу древесины при растяжении существенно влияет наличие естественных пороков древесины (сучки, косослой и др.), поэтому для растянутых элементов рекомендуется применять древесину 1-го и 2-го сортов.

Расчет прочности центрально-растянутых деревянных элементов выполняется по формуле (5.1, в) (здесь и далее в расчетах центрально-растянутых деревянных элементов сохранены обозначения, принятые в СНиП II-25-80):

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R_p,$$

где N — расчетная продольная сила;

$F_{нт}$ — площадь поперечного сечения элемента нетто;

R_p — расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон (принимается с коэффициентами условия работы m , значения которых определяются в соответствии с указаниями п. 3.2 СНиП II-25-80; так, при наличии ослаблений в расчетном сечении растянутых элементов следует учитывать коэффициент условия работы $m_0 = 0,8$).

При определении площади нетто в растянутых деревянных конструкциях принимается во внимание, что при их разрушении линия разрыва может проходить через ослабления, расположенные не в одной плоскости. Поэтому ослабления, расположенные на длине 200 мм, суммируются (рис. 6.2).

Нормы ограничивают гибкость центрально-растянутых деревянных элементов и отдельных ветвей. Предельные гибкости принимаются в соответствии с табл. 14 СНиП II-25-80. Так, напри-

мер, для растянутых элементов ферм в вертикальной плоскости предельная гибкость $\lambda_{max} = 150$, для прочих растянутых элементов ферм и других сквозных конструкций $\lambda_{max} = 200$.

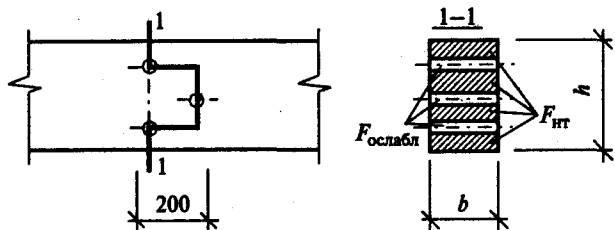


Рис. 6.2. К определению площади нетто:

$F_{нт}$ — площадь сечения элемента нетто; $F_{ослабл}$ — площадь ослаблений

Проверка гибкости выполняется по формуле (5.3, в)

$$\lambda = \frac{l_0}{r} \leq \lambda_{max},$$

где l_0 — расчетная длина элемента;

r — радиус инерции сечения;

λ_{max} — предельная гибкость.

Порядок расчета центрально-растянутого деревянного элемента (тип 1)

1. Принимают древесину и ее сорт; определяют расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон (для древесины сосны, ели) R_p (табл. 2.4); в случае если элемент выполнен из древесины других пород, расчетное сопротивление умножают на переходной коэффициент m_n (табл. 2.5).

2. Определяют коэффициенты условия работы в соответствии с указаниями п. 3.2 СНиП II-25-80 (так, при наличии отверстий, врезок следует учитывать коэффициент условия работы $m_0 = 0,8$).

3. Определяют требуемую площадь сечения нетто $F_{нт}^{троб}$:

$$F_{нт}^{троб} = \frac{N}{R_p};$$

• если элемент не имеет ослаблений (отверстий, врезок), площади сечения брутто и нетто равны, $F = F_{нт}$;

• если в элементе имеются ослабления, необходимо требуемую площадь сечения определять как сумму требуемой площади нет-

то и площади ослабления (величину ослабления назначают, предварительно задавшись толщиной элемента, впоследствии возможна корректировка принятых размеров).

4. По требуемой площади подбирают сечение элемента и определяют фактические значения площадей: брутто, нетто, значения радиусов инерции сечения.

5. Выполняют проверку подобранного сечения:

• проверяют гибкость: $\lambda = \frac{l_0}{r} \leq \lambda_{max}$;

• проверяют прочность: $\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R_p m_i$.

Задача 2-го типа — проверка прочности центрально-растянутого элемента является частью задачи 1-го типа (выполнение п. 5 порядка расчета).

Примеры расчета центрально-растянутых элементов

Пример 6.1. Подобрать сечение стальной подвески, выполненной из листовой стали (рис. 6.3). Подвеска центрально-растянута силой $N = 200$ кН, $\gamma_n = 1,0$.

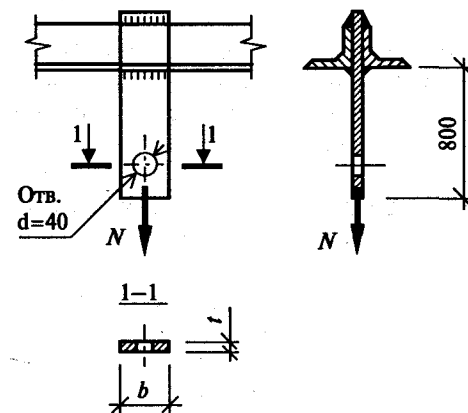


Рис. 6.3. К примеру 6.1

Решение.

1. Принимаем сталь С 245; устанавливаем расчетное сопротивление стали по пределу текучести $R_y = 240$ МПа = 24 кН/см² (табл. 2.2).

2. Устанавливаем величину коэффициента условия работы $\gamma_c = 0,9$ (табл. 2.3).

3. Определяем требуемую площадь сечения нетто A_n :

$$A_n^{\text{треб.}} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{200}{24 \cdot 0,9} = 9,26 \text{ см}^2.$$

4. Принимаем толщину листа, из которого выполняется подвеска, и определяем площадь ослабления:

$$t = 0,8 \text{ см}; A_{\text{ослабл.}} = td = 0,8 \cdot 4 = 3,2 \text{ см}^2.$$

5. Определяем требуемую площадь сечения с учетом площади занятой ослаблением:

$$A_n^{\text{треб.}} = A_n^{\text{треб.}} + A_{\text{ослабл.}} = 9,26 + 3,2 = 12,46 \text{ см}^2.$$

6. Определяем требуемую ширину подвески и назначаем ее сечение:

$$b^{\text{треб.}} = A_n^{\text{треб.}} / t = 12,46 / 0,8 = 15,58 \text{ см},$$

принимаем сечение подвески $8 \times 160 \text{ мм}$.

7. Проверяем прочность; для этого предварительно определяем фактическое значение площади сечения нетто:

$$A_n = bt - td = 16 \cdot 0,8 - 0,8 \cdot 4 = 9,6 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{200}{9,6} = 20,8 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,9 = 21,6 \text{ кН/см}^2,$$

прочность сечения обеспечена; нормами, гибкость подвески не ограничивается (см. табл. 20 СНиП II-23-81*).

Вывод. Принимаем сечение подвески $8 \times 160 \text{ мм}$ из стали С245.

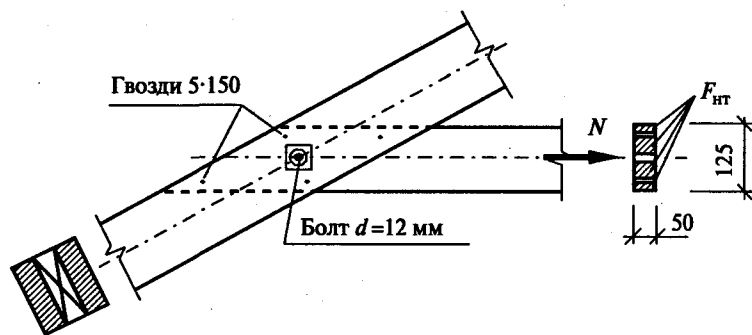


Рис. 6.4. К примеру 6.2. Крепление затяжки к поясу фермы

Пример 6.2. Проверить прочность и гибкость центрально-растянутой деревянной затяжки треугольной безраскосной фермы, выполненной из доски сечением $50 \times 125 \text{ мм}$, которая прикреплена к верхнему поясу стропильной фермы болтом $d = 12 \text{ мм}$ и четырьмя гвоздями $d = 5 \text{ мм}$, $l = 150 \text{ мм}$ (рис. 6.4). Древесина — со-

сна, сорт 1-й. Усилие в затяжке $N = 34,0 \text{ кН}$; $\gamma_n = 0,95$. Расчетная длина $l_0 = 2,5 \text{ м}$. Условия эксплуатации фермы Б2.

Решение.

1. Находим усилие в затяжке с учетом коэффициента надежности по ответственности γ_n :

$$N = 34,0 \cdot 0,95 = 32,3 \text{ кН}.$$

2. Определяем расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон:

$$R_p = 10 \text{ МПа} = 1,0 \text{ кН/см}^2 \text{ (табл. 2.4)}.$$

3. Определяем коэффициенты условий работы:

$$m_b = 1,0 \text{ (табл. 5 СНиП II-25-80)}.$$

$m_0 = 0,8$ (для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении, п. 3.2 СНиП II-25-80).

4. Находим площадь сечения нетто:

$$F_{\text{нт}} = F - F_{\text{ослабл.}} = 5 \cdot 12,5 - (5 \cdot 1,2 + 5 \cdot 0,5 \cdot 4) = 46,5 \text{ см}^2;$$

5. Проверяем прочность затяжки:

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} = \frac{32,3}{46,5} = 0,695 \text{ кН/см}^2 < R_p m_b m_0 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ кН/см}^2,$$

прочность обеспечена.

6. Определяем радиусы инерции затяжки (табл. 5.2):

$$r_x = 0,289h = 0,289 \cdot 12,5 = 3,61 \text{ см};$$

$$r_y = 0,289b = 0,289 \cdot 5 = 1,445 \text{ см}.$$

7. В соответствии с табл. 14 СНиП II-25-80 для прочих растянутых элементов ферм (к которым относится затяжка) предельная гибкость $\lambda_{\text{max}} = 200$. Проверяем гибкость затяжки:

$$\lambda_x = l_0 / r_x = 250 / 3,61 = 69,25 < 200;$$

$$\lambda_y = l_0 / r_y = 250 / 1,445 = 173 < 200.$$

Вывод. Прочность и гибкость затяжки отвечают требованиям норм.

Задачи для самостоятельной работы

Задача 6.1. Проверить прочность и гибкость стального центрально-растянутого стержня круглого сечения (рис. 6.5). Растягивающая сила $N = 30 \text{ кН}$, $\gamma_n = 0,9$. Сталь С345, $\gamma_c = 0,95$. Расчетная длина стержня $l_0 = 1000 \text{ мм}$. Предельная гибкость $\lambda_{\text{пред}} = 400$.

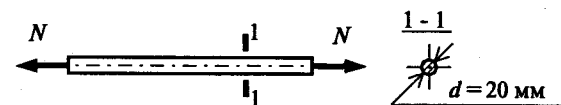


Рис. 6.5. К задаче 6.1

Задача 6.2. Подобрать сечение центрально-растянутого нижнего пояса деревянной фермы. Материал: брус, сосна, сорт 2-й. Условия эксплуатации Б2 ($m_b = 1,0$). В нижнем поясе имеется ослабление за счет врезки ($m_0 = 0,8$) глубиной 4 см (рис. 6.6). На нижний пояс действует растягивающая сила $N = 200$ кН, $\gamma_n = 0,95$. Расчетная длина $l_0 = 3,0$ м. СНиП II-25-80 ограничивает предельную гибкость растянутых поясов в вертикальной плоскости $\lambda_{max} = 150$.

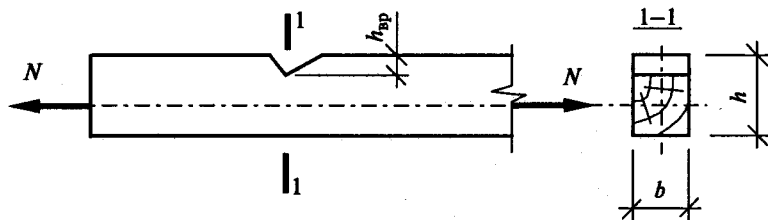


Рис. 6.6. К задаче 6.2

7. ОСНОВЫ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, РАБОТАЮЩИХ НА ИЗГИБ

В строительной практике балкой принято называть брус, работающий преимущественно на изгиб. Балки воспринимают нагрузки от перекрытий, покрытий или других конструкций и передают их на опоры. В строительстве балки применяют для перекрытия пролетов зданий, рабочих площадок, при возведении мостов и в других случаях. Пролеты, перекрываемые балками в зданиях, могут достигать (в зависимости от материала) 24 м, а при пролетах свыше 24 м обычно применяются другие конструкции: фермы, арки, рамы и др.

Балки изготавливают из стали, железобетона, древесины. Стальные балки выполняются из прокатных профилей или изготавливаются сварными. Железобетонные балки выполняются монолитными или сборными. Деревянные балки выполняются: из цельной древесины, клееными из досок, клееными с использованием строительной фанеры или составными.

В зависимости от назначения балки могут называться: прогоны, ригели, перемычки. Как балки работают многие плиты, ростверки и другие конструкции.

По статической схеме работы балки подразделяются на разрезные, неразрезные, консольные. Балку на двух опорах принято называть простой.

7.1. Общие положения

7.1.1. Работа простых балок под нагрузкой и предпосылки для расчета по несущей способности

Балки работают на изгиб, который может быть прямым (простым) и сложным. Рассмотрим простейший случай прямого изгиба балки, когда внешние силы действуют в одной (вертикальной) плоскости и перпендикулярно к оси балки. Нагрузки могут

быть распределенными или сосредоточенными (сила, момент). В строительной практике наиболее распространены равномерно распределенные нагрузки. Для простоты рассуждений рассмотрим балку прямоугольного сечения (рис. 7.1).

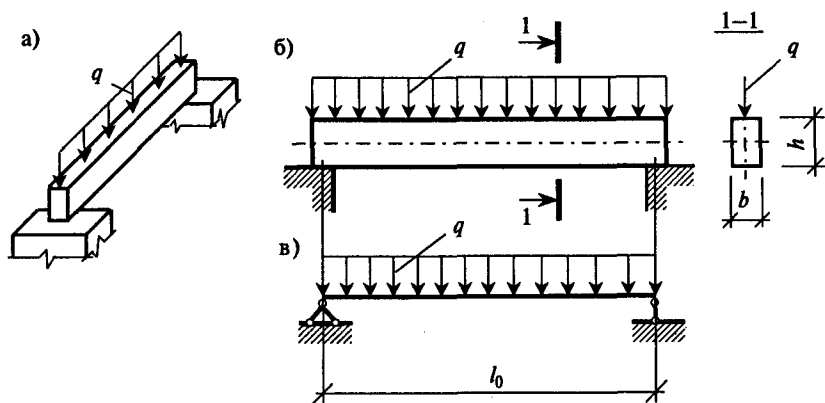


Рис. 7.1. Прямой поперечный изгиб балки от равномерно распределенной нагрузки: а) аксонометрическая схема балки; б) конструктивная схема балки; в) расчетная схема балки

Если не принимаются специальные меры, т.е. балка свободно опирается на опоры, то одна опора считается шарнирно-неподвижной, а другая — шарнирно-подвижной (см. раздел 4).

Из курса «Сопротивление материалов» известно, что прямой изгиб (рис. 7.2) характеризуется:

а) с геометрической точки зрения искривлением оси балки, удлинением растянутых (нижних) и укорочением сжатых (верхних) волокон. При этом нейтральная ось (слой) при искривлении свою длину не изменяет;

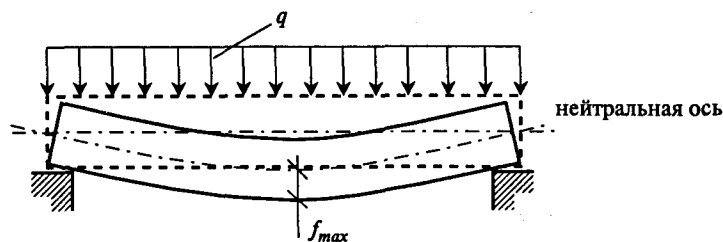


Рис. 7.2. Схема деформации балки

б) с точки зрения статики в любом сечении по длине балки возникают изгибающие моменты M_x и поперечные силы Q_x (рис. 7.3).

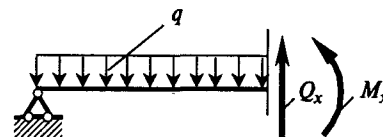


Рис. 7.3. Внутренние усилия в балке: изгибающий момент — M_x и поперечная сила — Q_x

M_x и Q_x определяются по правилам строительной механики, в зависимости от расчетной схемы балки и характера нагрузки (сосредоточенные, распределенные, моментные или их сочетания), путем построения эпюр, т.е. графиков изменения M_x и Q_x по длине балки. Для случая действия равномерно распределенной нагрузки на простую балку по всей ее длине эпюры M_x и Q_x , как известно из сопротивления материалов, выглядят, как показано на рис. 7.4, б, в.

Наибольшие значения M_x и Q_x при равномерно распределенной нагрузке определяется по формулам

$$M_{max} = \frac{ql_0^2}{8}; \quad (7.1)$$

$$Q_{max} = \frac{ql_0}{2}; \quad (7.2)$$

в) с точки зрения напряженного состояния поперечный изгиб характеризуется наличием нормальных, т.е. перпендикулярных к вертикальной плоскости сечения, напряжений σ и касательных напряжений τ , лежащих в плоскости сечения. Нормальные напряжения изменяются по линейному закону по высоте сечения, достигая наибольших растягивающих (максимальных) значений σ_{max} в крайних нижних волокнах (слоях) и наибольших сжимающих значений в крайних верхних волокнах σ_{min} . По абсолютному значению они равны ($\sigma_{max} = \sigma_{min}$).

Касательные напряжения (достигают наибольшего значения на уровне нейтрального слоя (оси $x-x$) и распределяются по криволинейному закону (параболе) — рис. 7.4, д, е.

Из рис. 7.4, г, видно, что нормальные напряжения σ_x достигают наибольших значений в середине балки, уменьшаясь влево и

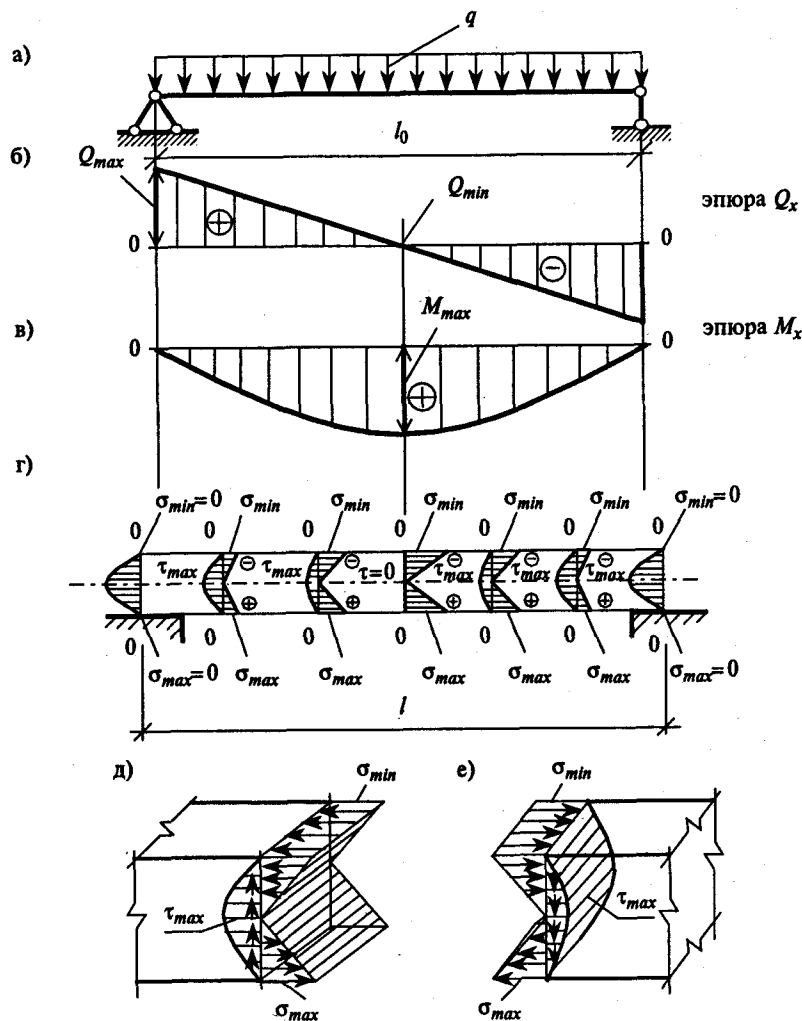


Рис. 7.4. Связь напряжений σ и τ с внутренними усилиями M_x и Q_x в простой балке при равномерно распределенной нагрузке: а) расчетная схема балки; б) эпюра Q_x ; в) эпюра M_x ; г) изменение напряжений σ и τ по длине и высоте балки; д) аксонометрическое изображение изменения напряжений σ и τ по высоте балки (левая часть); е) то же правая часть

вправо от нее, и равны нулю на опорах. Касательные напряжения τ_x , наоборот, наибольших значений достигают на опорах и равны нулю в середине длины балки. Описанный характер из-

менения напряжений по длине балки зависит от изменения изгибающих моментов M_x и поперечных сил Q_x . Нормальные напряжения σ_x напрямую зависят от изгибающего момента M_x , а касательные τ_x — от поперечной силы Q_x . Для однородных и упругих материалов они могут быть найдены по формулам сопротивления материалов:

- нормальные напряжения в любом сечении балки

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x}, \quad (7.3)$$

где M_x — изгибающий момент в рассматриваемом сечении балки; W_x — момент сопротивления относительно оси $x-x$, определяется по формулам сопротивления материалов; для профилей стального проката принимается по сортаменту (Приложение 1);

- касательные напряжения в любом сечении балки

$$\tau_x = \frac{Q_x S_x}{I_x b}, \quad (7.4)$$

где Q_x — поперечная сила в рассматриваемом сечении;

S_x — статический момент сечения, определяется по формулам или таблицам;

I_x — момент инерции сечения, определяется аналогично W_x , S_x ; b — ширина сечения балки.

Не останавливаясь на более подробных теоретических выводах, отметим, что, учитывая закон изменения изгибающих моментов M_x и нормальных напряжений σ_x , можно установить рациональное (экономичное) очертание балки. Так, при равномерно распределенной нагрузке наиболее рациональной будет балка переменного по длине сечения, которая повторяет очертания эпюры M_x , т.е. параболу. Учитывая характер изменения по высоте сечения балки нормальных напряжений σ_x , можно сделать вывод, что если большая часть материала сосредоточена в крайних зонах сечения — верхней и нижней, а минимум материала — в средней зоне, то сечение получается наиболее рациональным; этому больше всего соответствует двутавровое сечение.

Из вышесказанного следует, что расчет простых балок состоит из проверки следующих двух условий:

- 1) нормальные напряжения σ_x в крайних слоях (волокнах) — нижнем и верхнем — не должны превышать расчетных сопротивлений материала на растяжение и сжатие:

$$\begin{aligned} \text{а) } \sigma_{\min} &\leq R_{\text{растяжения}}; \\ \text{б) } \sigma_{\max} &\leq R_{\text{сжатия}}. \end{aligned} \quad (7.5)$$

Из рис. 7.4, з, видно, что для балки постоянного по длине сечения достаточно выполнить условия (7.5) для сечения, находящегося в середине балки, где σ_x достигают наибольшего значения на всей ее длине;

2) касательные напряжения τ_x , которые достигают наибольших значений на уровне нейтрального слоя, не должны превышать расчетных сопротивлений материала сдвигу:

$$\tau_{\max} \leq R_{\text{сдвига}}. \quad (7.6)$$

Для прямоугольных сечений при равномерно распределенной нагрузке касательные напряжения невелики из-за значительной ширины балки, но для балок двутаврового сечения, особенно при действии на них сосредоточенных нагрузок, такой расчет необходим.

Из рис. 7.4, з, видно, что в поперечных сечениях, расположенных между опорами балки и ее серединой, по длине балки одновременно возникают нормальные σ_x и касательные τ_x напряжения. Их совместное действие может вызвать опасное напряженное состояние. Оно не опасно при равномерно распределенной нагрузке для прямоугольных сечений, выполненных из однородного материала, и прокатных стальных двутавров, в сортамент которых заложены такие размеры стенок, которые обеспечивают достаточную прочность. При сосредоточенных нагрузках в стальных и деревянных конструкциях, а для железобетонных конструкций и при действии равномерно распределенной нагрузки необходима проверка условий 7.6.

7.1.2. Расчет по деформациям балок из упругих материалов

Как уже отмечалось в разделе 2, ни сталь, ни тем более древесина не являются абсолютно упругими материалами, но каждый из этих материалов имеет явно выраженную упругую стадию работы под нагрузкой, и в этом смысле будем называть их упругими в отличие от железобетона (бетона), который практически не имеет такой стадии.

Из предельных состояний 2-й группы для стали и древесины главенствующим является расчет по деформациям, или расчет прогибов. Для железобетонных балок (плит) допускается появле-

ние трещин в бетоне. Поэтому для балок из обычного железобетона кроме расчета по деформациям ведется расчет на раскрытие трещин, а в предварительно напряженных изгибаемых конструкциях выполняются расчеты на образование, раскрытие и закрытие трещин при уменьшении нагрузок.

Изгибаемые элементы (балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы покрытий и перекрытий) независимо от материала, из которого они выполнены, отвечающие требованиям прочности и устойчивости, могут получать чрезмерные прогибы больше тех, которые установлены нормами, и по этой причине их применение становится невозможным. При расчете прогибов должно выполняться условие (2.4)

$$f \leq f_u,$$

где f — расчетный прогиб элемента конструкции или конструкции в целом, для стали и древесины расчет ведется в предположении их работы в пределах упругой стадии, поэтому для них справедливы формулы сопротивления материалов при определении величины прогибов балок (табл. 7.1);

f_u — предельный прогиб, определяемый в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85*.

Задачей расчета по деформациям является ограничение прогиба конструкции величинами, которые должны удовлетворять следующим требованиям:

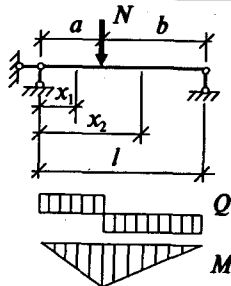
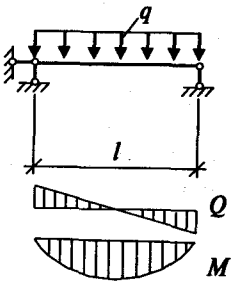
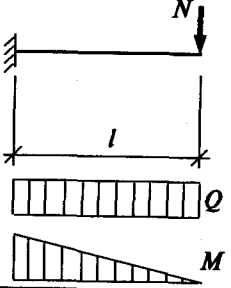
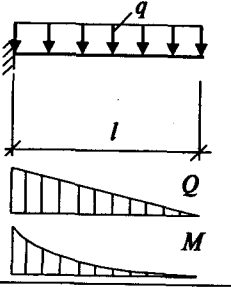
а) *технологическим* (при больших прогибах не должна нарушаться нормальная работа технологического, подъемно-транспортного оборудования или работа контрольно-измерительных приборов). Более подробно технологические прогибы здесь не рассматриваются, их величины приводятся в табл. 19 СНиП 2.01.07-85*.

б) *конструктивным* (не должны нарушаться целостность примыкающих друг к другу элементов, стыки, проектные уклоны). Конструктивные требования учитываются в следующих случаях:

- когда прогиб конструкции может привести к осложнениям, связанным с тем, что при изгибе балки (плиты) она может опереться в ниже расположенные перегородки и нарушить их прочность (этот случай расчета в настоящем учебнике не рассмотрен), расчет следует вести в соответствии с указаниями пп. 6–7 Приложения 6 СНиП 2.01.07-85*);

- когда в результате изгиба элемента может происходить расстрескивание стяжек в конструкциях покрытия или пола либо изгиб вызывает появление трещин в перегородках, находящихся на

Таблица 7.1
Значения прогибов для различных схем загрузки балок

№ п/п	Схема нагрузки и эпюры	Опорные реакции	Изгибающие моменты	Прогибы
1		$R_A = Nb/l,$ $R_B = Na/l$	$M_{x1} = Nb x_1/l$ $M_{x2} = Na(l - x_2)/l$ $M_{max} = Nab/l$	$f_{max} = \frac{1}{48} \cdot \frac{Nl^3}{EI}$ при $a = l/2$
2		$R_A = ql/2,$ $R_B = ql/2$	$M_{max} = ql^2/8$	$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}$
3		$R_A = N$	$M_{max} = -Nl$	$f_{max} = \frac{Nl^3}{3EI}$
4		$R_A = ql$	$M_{max} = -ql^2/2$	$f_{max} = \frac{ql^4}{8EI}$

изгибаемой конструкции; для этого случая предельные прогибы приведены в таблице 7.2;

Таблица 7.2
Предельные прогибы в соответствии с конструктивными требованиями (извлечение из табл. 19 СНиП 2.01.07-85*)

Предельные прогибы f_u	Нагрузки, которые необходимо принимать для определения прогиба
$l/150$	Нагрузки, действующие после выполнения перегородок, полов, стяжек. (Это обычно все действующие нормативные нагрузки на перекрытие.)

в) **физиологическим** (не должно возникнуть ощущение дискомфорта при колебаниях конструкций, появляющихся при движении по перекрытию людей или механизмов, при движении людей по лестницам и т.п.).

В соответствии с физиологическими требованиями в случае, если появляется опасность возникновения колебаний балок, плит перекрытий, лестничных маршей при движении по ним людей, предельные прогибы определяются по формуле

$$f_u = \frac{g(p + p_l + q)}{30n^2(bp + p_l + q)}, \quad (7.7)$$

где: g — ускорение свободного падения;

p — нормативное значение нагрузки от людей, возбуждающих колебания, принимаемое по табл. 7.3;

p_l — пониженное нормативное значение нагрузки на перекрытия, принимаемое по табл. 3 СНиП 2.01.07-85*;

q — нормативное значение нагрузки от веса рассчитываемого элемента и опирающихся на него конструкций;

n — частота приложения нагрузки при ходьбе человека, принимаемая по табл. 7.3;

b — коэффициент, принимаемый по табл. 7.3;

г) **эстетико-психологическим**, (при больших прогибах не должно создаваться неблагоприятное впечатление от внешнего вида конструкций или возникать ощущение опасности, когда балки или плиты заметно прогибаются и нависают над людьми).

В соответствии с эстетико-психологическими требованиями (эти требования учитываются в случае, если проверяемые на прогиб элементы открыты для обзора; если они не видны, эти требо-

вания не учитываются) предельные прогибы принимаются по табл. 7.4 (табл. 19 СНиП 2.01.07-85*).

Таблица 20 СНиП 2.01.07-85*

Таблица 7.3

Помещения, принимаемые по табл. 3 СНиП 2.01.07-85*	p , кПа	p_1 , кПа	n , Гц	b
Поз. 1; 2, кроме классных и бытовых; поз. 3; 4.а; 9.б; 10.б	0,25	Принимается по табл. 3	1,5	$125\sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot p \cdot l}}$
Поз. 2 — классные и бытовые; поз. 4. б-г, кроме танцевальных; поз. 9.а; 10.а; 12; 13	0,5	То же	1,5	$125\sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot p \cdot l}}$
Поз. 4 — танцевальные; поз. 6; 7	1,5	0,2	2,0	50

Обозначения, принятые в таблице:

Q — вес одного человека, принимаемый равным 0,8 кН;

α — коэффициент, принимаемый равным 1,0 для элементов, рассчитываемых по балочной схеме; 0,5 — в остальных случаях (например, при опирании плит по трем или четырем сторонам);

a — шаг балок, ригелей, ширина плит (настилов), м;

l — расчетный пролет элемента конструкции, м.

Таблица 7.4
Предельные прогибы в соответствии с эстетико-психологическими требованиями (извлечение из табл. 19 СНиП 2.01.07-85*)

Пролет l , м	Предельные прогибы f	Нагрузки, которые необходимо принимать для определения прогиба
$l \leq 1$	$l/120$	Расчет ведут по нормативному значению постоянных и временных длительных нагрузок
$l = 3$	$l/150$	
$l = 6$	$l/200$	
$l = 24 (12)$	$l/250$	
$l \geq 36 (24)$	$l/300$	

Примечания:

1. При промежуточных значениях l предельные прогибы следует определять линейной интерполяцией; при наличии между стенами капитальных перегородок, находящихся под проверяемой на прогиб конструкцией, значение l следует принимать равным расстоянию между внутренней поверхностью капитальных стен или колонн и этими перегородками (см. п. 7 Приложения 6 СНиП 2.01.07-85*).
2. При расчете консольных балок и плит вместо l следует принимать удвоенный вылет консоли.

Требования к предельным прогибам, которые учитываются для каждой конкретной конструкции, определяются по мере необхо-

димости в соответствии с указаниями табл. 19 СНиП 2.01.07-85*; например, для подкрановой балки следует учитывать технологические и конструктивные требования, а физиологические и эстетико-психологические требования учитывать не нужно. Для балки перекрытия жилого дома обычно не нужно учитывать технологические требования.

Из табл. 7.1 следует, что прогибы изгибаемых элементов во многом зависят от жесткости элемента (жесткостью называют произведение модуля упругости на момент инерции сечения, взятый относительно оси изгиба, — EI). Чем больше жесткость элемента, тем меньше его прогибы. На величину жесткости особенно влияет высота сечения элемента. Так, высокие фермы имеют большую жесткость, и при высоте ферм $h \geq 1/12 l$ прогибы можно не проверять. Балки, особенно выполняемые из высокопрочных сталей, имеют небольшую жесткость, так как высота их сечения мала по сравнению с пролетом, и для них обязательно должны проверяться прогибы. Деревянные балки более массивные по сравнению со стальными балками, но и они зачастую не отвечают требованиям жесткости. На величину прогиба также влияет место приложения нагрузки, ее вид (сосредоточенные силы или распределенная нагрузка) и способ закрепления концов элемента на опорах.

При расчетах прогибов следует использовать нагрузки, взятые с коэффициентом $\gamma_f = 1,0$ (сервисные нагрузки, которые численно равны нормативным значениям нагрузок). Длина элемента в расчетную формулу прогиба подставляется равной расчетной длине.

В случае если расчетный прогиб получается больше предельного прогиба, требуется увеличивать сечение изгибаемого элемента. Как уже говорилось, наибольшее влияние на уменьшение прогиба оказывает увеличение высоты сечения элемента, а не увеличение прочности материала.

7.2. Расчет стальных балок

Относительная легкость стальных балок, простота монтажа и надежность в работе привели к широкому их распространению в строительстве. Стальные балки чаще применяются в промышленном строительстве, когда требуется воспринять большие нагрузки от производственного оборудования, перекрывать большие пролеты или воспринимать динамические нагрузки. Применяют их в качестве подкрановых балок, балок рабочих площадок, в мо-

стостроении и т.п. В связи с увеличением строительства по индивидуальным проектам стальные балки стали чаще применять в гражданском строительстве — в тех случаях, когда невозможно применить типовые железобетонные балки.

7.2.1. Область распространения и простейшие конструкции сплошных стальных балок

Наиболее простая конструкция стальной балки получается при использовании прокатных профилей. Чаще всего применяют прокатные двутавровые балки, иногда для устройства прогонов используют швеллеры. Двутавровые балки просто незаменимы при относительно небольших пролетах (6–9 м) и небольших нагрузках. Балки из прокатных профилей не требуют каких-то специальных устройств, необходимо лишь выполнение конструкции опорной части и просверливание отверстий для крепления. Соединение балок между собой выполняют на болтах или на сварке.

При больших пролетах и значительных нагрузках (от оборудования, складываемых материалов и т.д.) применяются сварные балки сечениями, похожими на сечение сварных колонн, но с другими соотношениями размеров полки и стенки (в колоннах они приблизительно равны, в балках высота стенки может быть в несколько раз больше ширины полки). Неодинаковы также подходы к назначению их толщины. Соединение поясов со стенкой в сварных балках осуществляется непрерывными угловыми швами, которые препятствуют взаимному сдвигу пояса и стенки, в них возникают порой значительные касательные напряжения. Выполнение сварных балок (рис. 7.5) на строительных площадках технологически сложно, для этого требуется заводское оборудование.

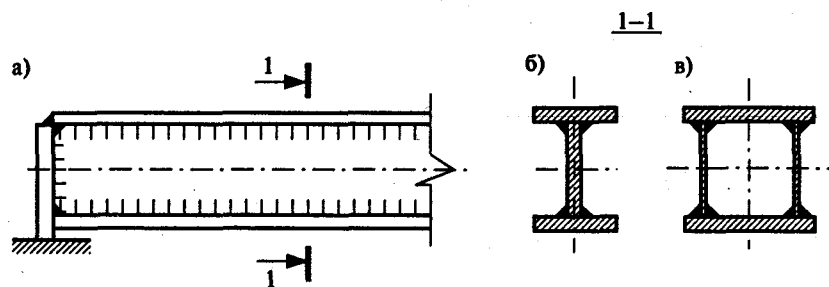


Рис. 7.5. Сварные балки: а) вид сбоку; б) балка двутаврового сечения; в) балка двустенчатого сечения

При больших нагрузках и пролетах в сварных балках устраиваются ребра жесткости (поперечные или продольные и продольные), они необходимы для обеспечения устойчивости стенки, что является целью отдельного расчета, который выходит за рамки нашего курса (рис. 7.6).

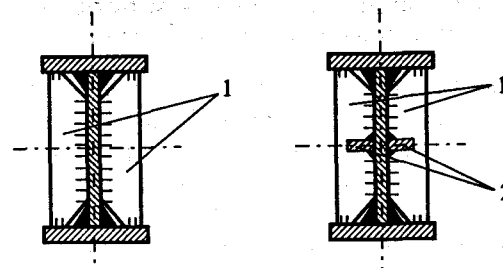


Рис. 7.6. Сплошные сварные балки с ребрами жесткости: 1 — поперечные ребра; 2 — продольные ребра

Сварные балки редко используются в качестве одиночной конструкции, чаще они образуют систему несущих балок в составе конструкции перекрытия (покрытия), которая называется *балочной клеткой*. В строительной практике нашли широкое распространение два вида балочных клеток: упрощенная, которая представляет собой систему балок, опирающихся на стены, и нормальная балочная клетка, которая состоит из главных балок и балок настила (рис. 7.7) (настил представляет собой стальные листы или железобетонные плиты). Бывают и более сложные балочные клетки.

Главные балки, как правило, выполняются сварными, так как на них обычно приходится значительные нагрузки и прокатные балки не удовлетворяют условиям прочности или жесткости. Прокатные балки используются в качестве балок настила.

Шаг балок настила a принимается 1,5–3,0 м; пролет $l = 6–9$ м и более, для главных балок эти размеры могут быть намного больше.

Крепление балок настила к главным балкам осуществляется на болтах или, при их опирании на стены, выполняется свободным.

Кроме рассмотренных существуют и другие виды балок, например перфорированные, которые выполняются из прокатных двутавровых профилей путем разрезания их на две части по стенке, а затем полученные части свариваются со сдвигом, это позволяет увеличить высоту двутавра в 1,5 раза, что значительно повышает его момент сопротивления W_x и как следствие — увеличивает несущую способность (рис. 7.8).

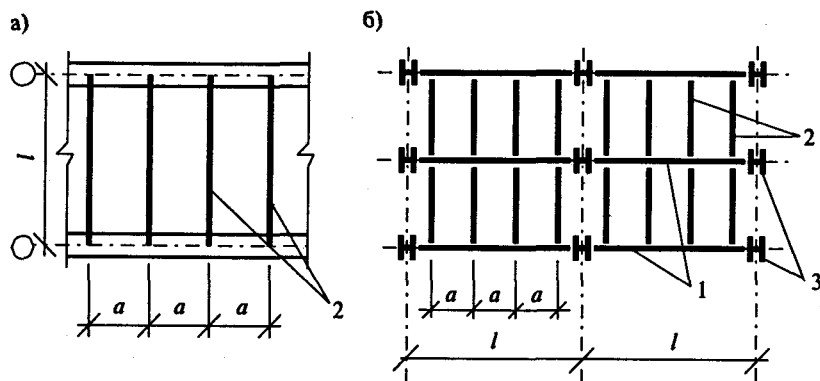


Рис. 7.7. Балочные клетки: а) упрощенная; б) нормальная;
1 — главные балки; 2 — балки настила; 3 — колонны

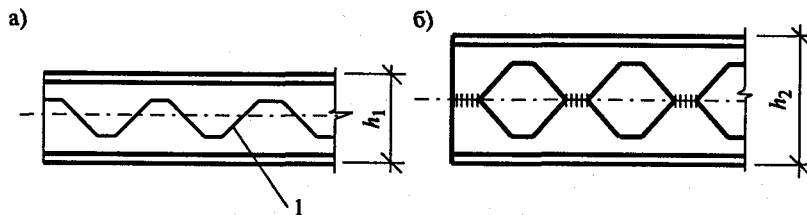


Рис. 7.8. Выполнение перфорированной балки: а) прокатная двутавровая балка; б) перфорированная балка; 1 — линия разрезки;

Существуют и другие виды стальных балок: предварительно напряженные; с использованием разных сталей в полке и стенке (бистальные); с гибкой стенкой; с круглыми отверстиями заводского изготовления в стенке и т.д.

7.2.2. Особенности работы стальных балок под нагрузкой и предпосылки для расчета

Сталь, как уже отмечалось, является почти идеальным материалом, если иметь в виду ее упругость и однородность в сравнении с другими строительными материалами. При этом она обладает высокими прочностными свойствами.

Наиболее экономичной и потому широко распространенной формой поперечного сечения стальной балки является двутавровое сечение (прокатное, сварное), которое также имеет распро-

странение и в других материалах (деревянные клееные балки, железобетонные балки двутаврового сечения).

Свойства стали и применяемые формы поперечного сечения балок приводят к следующим особенностям их работы и расчета:

1) как и во всех балках, в стальных возникают нормальные σ_x и касательные τ_x напряжения, из рис. 7.9 видно, что они в целом распределяются по высоте аналогично напряжениям в балке прямоугольного сечения (см. рис. 7.4). Расчет прочности по нормальным и касательным напряжениям остается одним из основных;

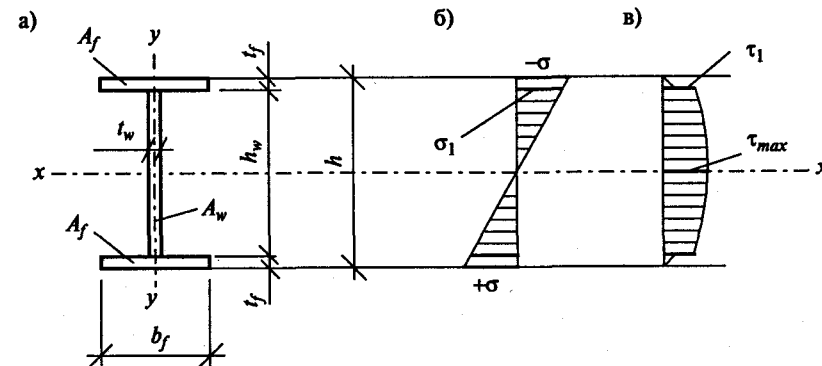


Рис. 7.9. Напряжения в стальной двутавровой балке: а) обозначения, принятые при расчетах составных сварных балок; б) эпюра σ_x ; в) эпюра τ_x

2) в балках возможна потеря общей устойчивости, т.е. балки под действием силы могут терять первоначальную форму, выпучиваться и закручиваться в вертикальной плоскости (рис. 7.10);

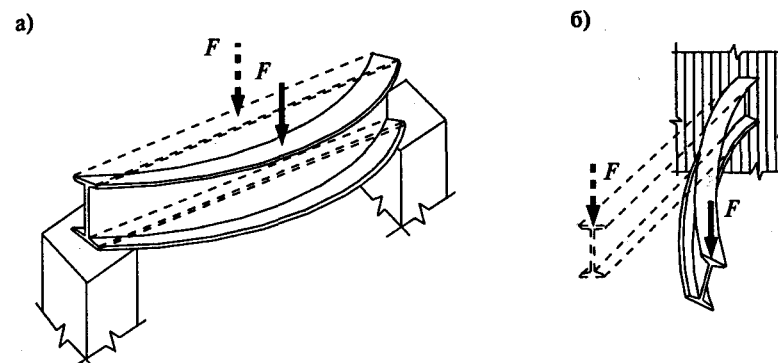


Рис. 7.10. Примеры потери общей устойчивости в балках:
а) балка на двух опорах; б) консольная балка

3) при выполнении элементов сечения балки тонкими и высокими (или с длинными свисающими свесами полок) возможна потеря местной устойчивости, т.е. их искривление на относительно небольшом участке (рис. 7.11);

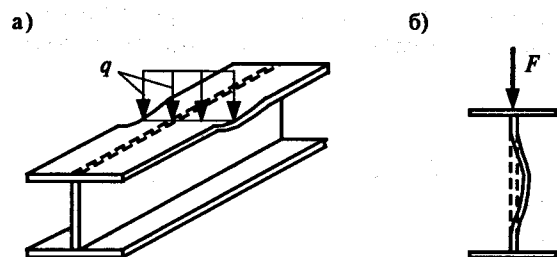


Рис. 7.11. Примеры потери местной устойчивости: а) полки; б) стенки

4) как и все балки, стальная балка, деформируясь, прогибается в плоскости действия нагрузки; прогибы неизбежны, но их величины, как уже отмечалось, ограничиваются нормами.

7.2.3. Расчет стальных балок сплошного сечения

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

1. Расчет прочности

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

• Нормальные напряжения проверяются по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_{n,min}} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.3, a)$$

где M — изгибающий момент, действующий в расчетном сечении;
 $W_{n,min}$ — минимальный момент сопротивления нетто. При отсутствии ослаблений в рассчитываемом сечении момент сопротивления нетто равен моменту сопротивления брутто, $W_{n,min} = W_x$;

R_y — расчетное сопротивление стали, взятое по пределу текучести;

γ_c — коэффициент условия работы.

• Касательные напряжения проверяются по формуле

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x t} \leq R_s \gamma_c, \quad (7.4, a)$$

где Q — поперечная сила, действующая в расчетном сечении;

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

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

t — толщина стенки;

R_s — расчетное сопротивление сдвигу, $R_s = 0,58 R_y$.

При наличии ослабления стенки отверстиями для болтов значения τ в формуле следует умножать на коэффициент α , определяемый по формуле $\alpha = a/(a-d)$, где a — шаг отверстий; d — диаметр отверстия.

При расчете прокатных двутавров без ослаблений отверстиями и при действии на них только равномерно распределенной нагрузки проверку касательных напряжений можно не производить, так как высота таких двутавров относительно небольшая и толщина стенки обеспечивает их прочность на действие касательных напряжений.

2. Расчет общей устойчивости

Как уже говорилось, при изгибе высоких балок с узкими поясами может произойти боковое выпучивание сжатого пояса. При этом балка изгибается не только в плоскости внешних сил, но и в плоскости наименьшей жесткости, вследствие чего происходит «скручивание» балки. Это явление называется потерей общей устойчивости (см. рис. 7.10).

Потеря общей устойчивости не возникает, если передача нагрузки на верхний пояс балки происходит через сплошной жесткий настил, надежно связанный с верхним поясом (железобетонные плиты, плоский и профилированный металлический настил, волнистую сталь и т.п.). Возможность потери общей устойчивости проверяется по формуле

$$\sigma = \frac{M}{\phi_b W_c} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.8)$$

где W_c — момент сопротивления сжатого пояса балки;

ϕ_b — коэффициент, определяемый по Приложению 7* СНиП II-23-81*. При определении значения ϕ_b за расчетную длину балки l_f следует принимать расстояние между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлами продольных или поперечных связей, точками крепления жесткого настила).

Устойчивость балки тем больше, чем больше ее боковая жесткость. Приблизительно установлено, что общую устойчивость можно не проверять, если отношение расчетного пролета балки l_{ef} к ширине полки b_f не превышает $1/3$. Более подробно — см. п. 5.15 СНиП II-23-81*.

3. Расчет местной устойчивости

При воздействии на верхний пояс балки сосредоточенных нагрузок возможна потеря местной устойчивости, и необходимо проверять эти сечения балки. Местная устойчивость также может нарушаться в опорных сечениях балки, если они не укреплены ребрами жесткости. Возможность потери местной устойчивости проверяется по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{tl_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.9)$$

где σ_{loc} — местное напряжение;

F — расчетное значение нагрузки (силы);

l_{ef} — условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания:

$$l_{ef} = b + 2t_f,$$

где t_f — толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка сварная (рис. 7.12, а), или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (рис. 7.12, б).

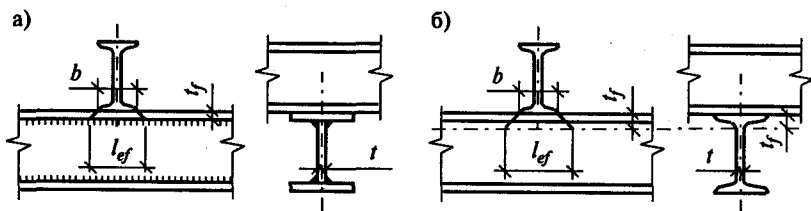


Рис. 7.12. Схемы для определения длины распределения нагрузки на балку: а) сварную; б) прокатную

Для стенок балок должны выполняться условия:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c; \quad (7.10)$$

$$\tau_{xy} \leq R_s \gamma_c,$$

где $\sigma_x = \frac{M}{I_n} y$ — нормальные напряжения в срединной плоскости

стенки, параллельные оси балки;

σ_y — то же, перпендикулярные оси балки;

τ_{xy} — касательное напряжение.

Напряжения σ_x и σ_y , принимаемые в формуле со своими знаками, а также τ_{xy} следует определять в одной и той же точке балки. Более подробно — см. п. 5.14* СНиП II-23-81*.

4. Расчет по деформациям

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

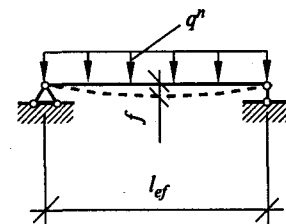


Рис. 7.13. Расчетная схема балки

Для приведенной на рис. 7.13 схемы загрузки прогиб f определяется по формуле (см. табл. 7.1)

$$f = \frac{5q^n l_{ef}^4}{384 E I_x},$$

где E — модуль упругости стали;

I_x — момент инерции, взятый относительно оси изгиба балки;

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

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

Порядок расчета прокатной балки

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

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

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

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

3. По максимальному моменту определяют требуемый момент сопротивления из уравнения (7.3, а):

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

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

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

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

6. Как уже отмечалось, двутавровые балки, выполненные из прокатных профилей, при действии на них равномерно распределенной нагрузки можно не рассчитывать по прочности на касательные напряжения, но в случае воздействия на них сосредоточенных сил следует проверять подобранное сечение по формуле (7.4, а)

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

где Q — максимальная поперечная сила;
 $R_y = 0,58 R_{yk}$.

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

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

9. Проводят расчет балки по деформациям (расчетные формулы для определения прогибов для различных схем нагружения приведены в табл. 7.1); для балки, изображенной на рис. 7.13,

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

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

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

7.2.4. Узлы и детали стальных балок

Стальные балки воспринимают нагрузки от вышележащих конструкций и передают их на другие элементы (стены, ниже расположенные балки, колонны и т.п.), при этом они определенным образом сопрягаются друг с другом. На рис. 7.14, 7.15, 7.16 приведены узлы опирания балок соответственно на кирпичные стены, стальные балки, колонны. Такие узлы достаточно часто применяются в балочных клетках.

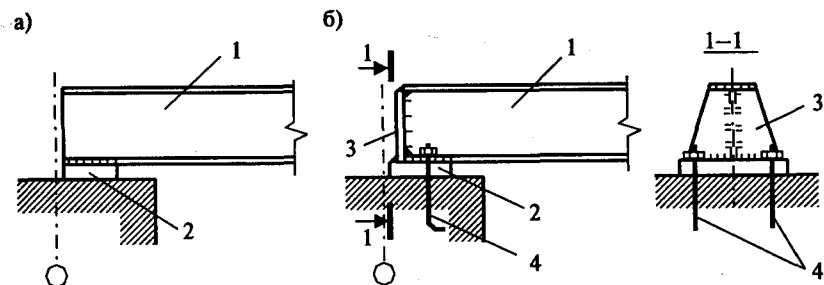


Рис. 7.14. Узлы опирания балок на стену:

а) балка без опорного ребра; б) балка с опорным ребром;
1 — балка; 2 — опорная плита; 3 — опорное ребро; 4 — анкер;

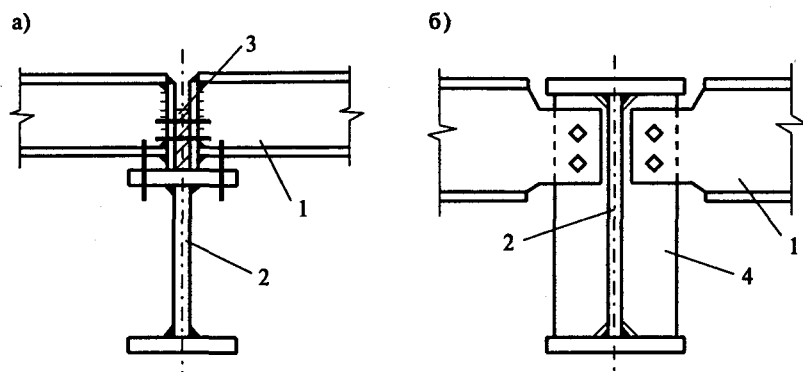


Рис. 7.15. Узлы опирание балок настила на главную балку:
а) этажное опирание; б) опирание в одном уровне; 1 — балка настила;
2 — главная балка; 3 — стальная прокладка; 4 — ребро жесткости главной балки

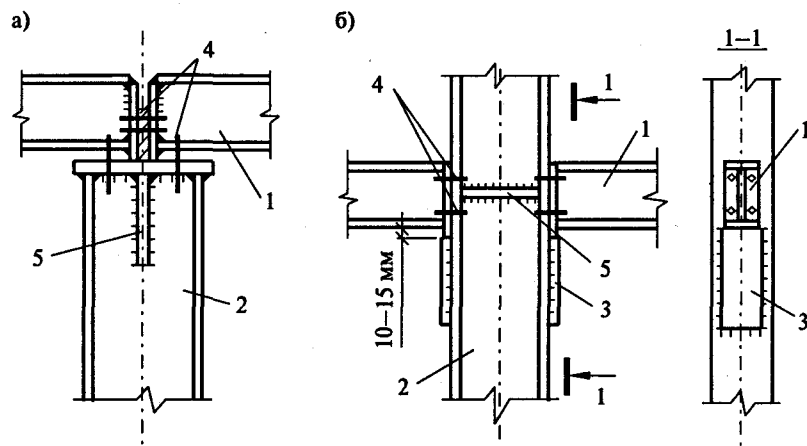


Рис. 7.16. Шарнирное опирание балок на колонну: а) опирание на верх колонны; б) опирание на опорный столик; 1 — балка; 2 — колонна;
3 — опорный столик; 4 — болты; 5 — ребро жесткости

7.2.5. Понятие о расчете составных сварных балок

Для расчета составных сварных балок принимают обозначения, приведенные на рис. 7.9. Расчет составных сварных балок можно выполнять в следующей последовательности:

1. После сбора нагрузок и определения эпюр моментов и поперечных сил, как и при расчете прокатных балок, принимают сталь. Определяют расчетное сопротивление (учитывая, что балка будет выполняться из листовой стали).

2. По максимальному изгибающему моменту определяют требуемый момент сопротивления:

$$W_x = M / R_y \gamma_c$$

3. Предварительно принимают высоту балки h в пределах $(1/8 - 1/12)l$; толщину стенки назначают по формуле

$$t_w = 7 + 3h, \quad (7.11)$$

где h подставляется в метрах, а значение t_w получают в миллиметрах.

4. Уточняют высоту балки, толщину стенки и компонуют сечение балки (устанавливают размеры поясов):

- определяют оптимальную высоту балки (наиболее экономичную):

$$h_{\text{опт}} = k \sqrt{\frac{W_x}{t_w}}, \quad (7.12)$$

где k — коэффициент, принимаемый равным 1,1–1,15;

- определяют минимальную высоту балки по формуле

$$h_{\text{мин}} = \frac{I R_y \gamma_c l_g M^n}{10^7 f_u M}, \quad (7.13)$$

где M_n , M — соответственно нормативный и расчетный моменты.

Высота балки назначается по большей из величин: $h_{\text{опт}}$ или $h_{\text{мин}}$:

- назначают высоту стенки балки h_w , предварительно принимая ее на 4–6 см меньше высоты балки, при этом учитывая размеры стальных листов, выпускаемых заводами (сортамент прокатной толстолистовой стали), за вычетом 10 мм на строжку кромок листов;

- назначают толщину стенки с учетом рекомендуемых соотношений высоты балки и толщины стенки (так, например, при $h = 1$ м $t_w = 8$ –10 мм; при $h = 1,5$ м $t_w = 10$ –12 мм);

- принятая толщина стенки балки проверяется на срез по формуле

$$t_w \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h_w R_s \gamma_c}, \quad (7.14)$$

- требуемая площадь поясов определяется по формуле

$$A_f = \frac{W_x}{h} - \frac{t_w h}{6}; \quad (7.15)$$

- принимают ширину листов для поясов балки с учетом соотношения $b_f/h = (1/3 - 1/5)$, но не менее 180 мм, а соотношение между шириной и толщиной пояса не должно превышать

$$\frac{b_f}{t_f} = 0,7 \sqrt{\frac{E}{R_y \gamma_c}}, \quad (7.16)$$

где $b_{ef} = 0,5b_f$.

5. Для выбранного сечения определяют моменты инерции, моменты сопротивления, статические моменты инерции и после этого проводят проверку прочности общей и местной устойчивости и жесткости по тем же уравнениям, что используются для расчета прокатных балок. В случае если все условия соблюдаются, сечение балки считается подобранным, если какое-то условие не выполняется, корректируют размеры сечения и выполняют расчеты заново.

7.3. Расчет деревянных балок

7.3.1. Область распространения и простейшие конструкции деревянных балок

Деревянные балки применяются в малоэтажном строительстве (в жилых и общественных зданиях, зданиях сельскохозяйственного назначения), а также используются при устройстве скатных крыш многоэтажных зданий, в промышленных зданиях с химически агрессивной средой, во временных сооружениях, для поддержания опалубки при изготовлении монолитных железобетонных конструкций и т.п.

Балки могут выполняться из цельной древесины, составными на податливых связях (для временных зданий и сооружений применяют составные балки на деревянных шпонках, нагелях, встречаются варианты гвоздевых балок), или они изготавливаются по заводской технологии — клееными (из досок или из досок и строительной фанеры).

Балки из цельной древесины выполняются с учетом сортамента пиломатериалов (прямоугольного сечения) или с использованием бревен (круглого сечения). Сортамент древесины не позволяет перекрывать деревянными балками пролеты более 6 м, а также небольшое сечение пиломатериалов и бревен ограничивает нагрузки, которые они могут выдерживать.

Балки из цельной древесины в случае их применения для устройства перекрытий зданий укладываются на стены с шагом не более 1,5 м, при помощи анкеров из полосовой стали осуществляется их связь со стенами и между собой (рис. 7.17).

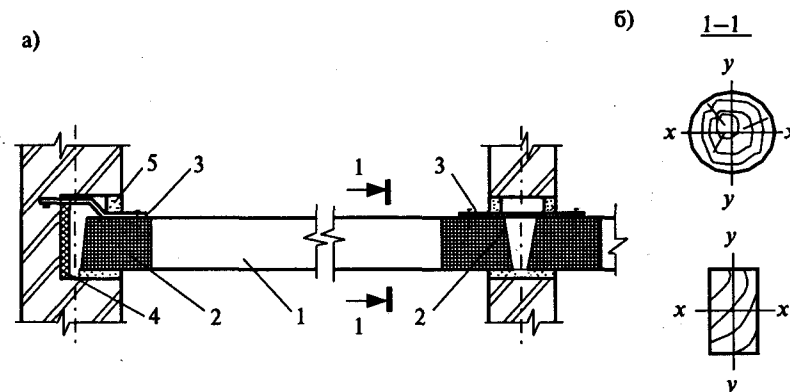


Рис. 7.17. Вариант опирания деревянной балки на кирпичные стены: а) балка из цельной древесины; б) сечения балок из цельной древесины; 1 — балка; 2 — два слоя толя; 3 — анкер из полосовой стали; 4 — теплоизоляция; 5 — цементно-песчаный раствор

В конструкциях покрытий для опирания стропильных ног применяют прогоны, которые представляют собой балки, установленные на несущие конструкции (рис. 7.18). Они проектируются из досок, брусев или бревен, в основном в виде однопролетных балок. Для уменьшения их пролетов применяются подкосы или подбалки. Существуют и более сложные системы прогонов.

Клееные балки выполняются из досок или из досок с использованием строительной фанеры, которые склеиваются между собой на синтетических клеях (типы и марки клеев — см. табл. 2 СНиП II-25-80). Такой способ изготовления балок позволяет выполнять их большего пролета (обычно до 15 м, но возможно их изготовление и большей длины), увеличивать сечение, тем самым повышая несущую способность, и формировать сечение, наиболее выгодное с точки зрения работы с использованием различных сор-

тов древесины, распределяя их по сечению в соответствии с напряженным состоянием (где напряжения больше — используется древесина 1-го сорта, а где меньше — 2-го сорта).

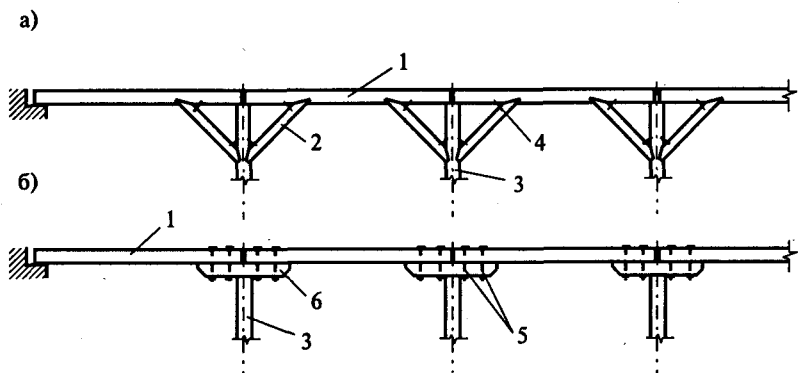


Рис. 7.18. Схемы прогонов: а) разрезные прогоны с подкосами; б) разрезные прогоны с подбалками; 1 — прогон; 2 — подкос; 3 — стойка; 4 — скоба; 5 — болты; 6 — подбалка

Клееные балки могут выполняться с параллельными поясами и скатными, прямоугольного, таврового, двутаврового сечений (рис. 7.19, 7.20).

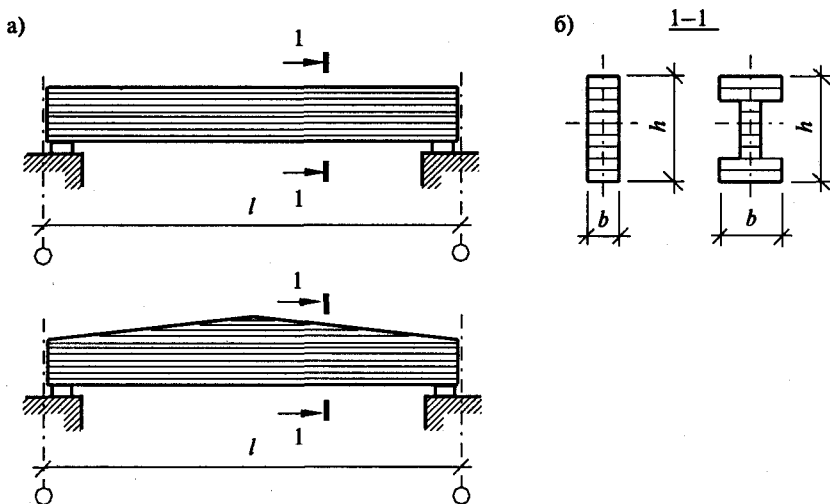


Рис. 7.19. Клееные балки: а) типы клееных балок из досок; б) возможные сечения балок (прямоугольное, двутавровое)

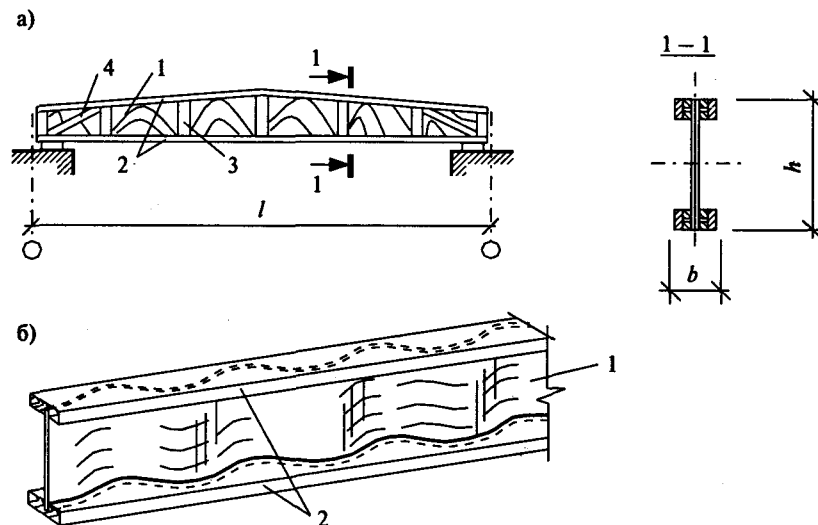


Рис. 7.20. Балки с фанерными стенками: а) клееная балка с плоской фанерной стенкой; б) балка с гофрированной стенкой из фанеры; 1 — фанерная стенка; 2 — пояса балки; 3 — ребра жесткости; 4 — опорный подкос

7.3.2. Особенности работы деревянных балок под нагрузкой и предпосылки для расчета

Разрушение деревянных балок обычно происходит от поперечного изгиба, при котором в сечении балки возникают сжимающие и растягивающие напряжения. От начала работы до своего разрушения деревянная балка проходит три стадии (рис. 7.21). При относительно небольших изгибающих моментах древесина работает упруго и напряжения, возникающие в поперечном сечении балки, изменяются линейно, увеличиваясь от середины к крайним волокнам балки (стадия 1). При увеличении изгибающего момента, наряду с упругими деформациями, возникают пластические деформации, при этом в сжатой зоне балки происходит смятие крайних волокон, в результате чего образуются складки древесины, нейтральная ось опускается ниже центра тяжести сечения (стадия 2). В случае дальнейшего увеличения изгибающего момента пластические деформации продолжают расти и происходит разрушение в результате разрыва крайних растянутых волокон (стадия 3 — стадия разрушения). Характер разрушения изгибаемого элемента показан на рис. 7.22.

Расчет прочности балки на поперечный изгиб ведется по первой стадии работы, при этом расчетное сопротивление при изгибе R_n принимается равным расчетному сопротивлению сжатию R_c .

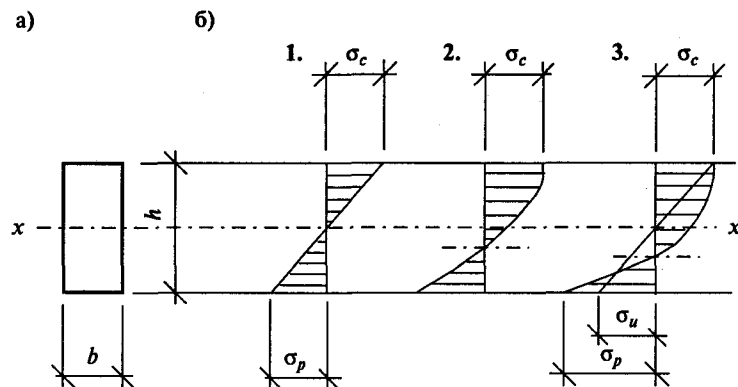


Рис. 7.21. Эпюры нормальных напряжений при различных стадиях работы изгибаемых элементов: а) сечение элемента; б) эпюры напряжений для трех стадий работы

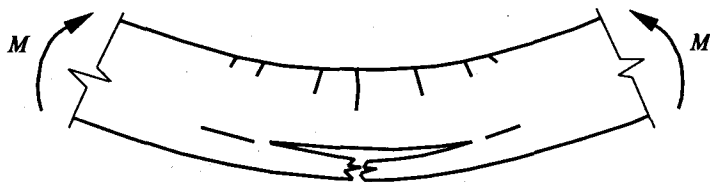


Рис. 7.22. Характер разрушения деревянного изгибаемого элемента

Значительно реже разрушение цельных и клееных балок происходит в результате сдвига частей балки от касательных напряжений, возникающих в основном от действия поперечной силы Q . Подобное разрушение возможно в коротких балках при отношении $l/h \leq 5$, когда близко к опорам расположены большие грузы (рис. 7.23).

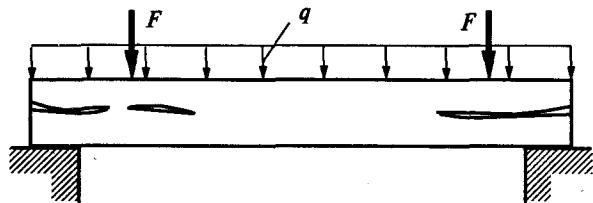


Рис. 7.23. Разрушение деревянной балки в результате сдвига

В клееных балках двутаврового сечения, когда толщина стенки значительно меньше ширины поясов, возникновение скола части балки и последующего сдвига более вероятно.

Деревянные балки могут получать большие прогибы, в результате которых нарушается их нормальная эксплуатация, поэтому наряду с прочностью необходимо выполнять расчеты по ограничению прогибов. На последней стадии работы деревянные балки сильно прогибаются и тем самым «предупреждают» о возможном разрушении.

7.3.3. Расчет деревянных балок цельного сечения

Расчет изгибаемых деревянных конструкций, как и стальных, ведется на прочность, общую устойчивость и жесткость.

На прочность древесины при изгибе большое влияние оказывают естественные пороки (косослой, сучки). Кроме того, при распиловке древесины нарушается цельность волокон, и поэтому чем меньше сечение, тем меньше расчетное сопротивление. Для уменьшения влияния пороков рекомендуется для балок из цельной древесины принимать древесину первого и второго сорта. При расчете клееных балок, выполненных из досок, они рассчитываются по тем же формулам, что и балки из цельной древесины, так как клеевые соединения рассматриваются как неподатливые соединения. При расчетах расчетные сопротивления необходимо брать с соответствующими коэффициентами условий работы (см. п. 3.2 СНиП II-25-80).

1. Расчет прочности

Расчет на прочность по нормальным напряжениям σ производят по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq R_n, \quad (7.3, 6)$$

где M — расчетный изгибающий момент;

R_n — расчетное сопротивление изгибу (табл. 2.4);

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

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

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

Расчет на прочность по скалыванию следует выполнять по формуле

$$\tau = \frac{QS_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}} b_{\text{расч}}} \leq R_{\text{ск}}, \quad (7.4, б)$$

где τ — касательные напряжения, возникающие в балке при изгибе;
 Q — расчетная поперечная сила;

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

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

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

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

2. Расчет общей устойчивости

В случае если возможна потеря устойчивости элемента, расчет следует выполнять в соответствии с требованиями пп. 4.14, 4.15 СНиП II-25 80.

Балки небольшой высоты по отношению к их ширине или закрепленные в поперечном направлении общую устойчивость не теряют. Обычно это балки из цельной древесины или клееные прямоугольного сечения, закрепленные в поперечном направлении лагами, прогонами, щитами наката и т.п.

В случае возможности потери устойчивости элемента расчет производят по формуле

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_M W_{\text{бр}}} \leq R_n, \quad (7.17)$$

где M — максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p ;

l_p — расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба — расстояние между этими точками;

$W_{\text{бр}}$ — максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_p .

Коэффициент φ_M для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, следует определять по формуле

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_p h} k_\phi, \quad (7.18)$$

где b — ширина поперечного сечения;

h — максимальная высота поперечного сечения на участке l_p , который определяется по табл. 23 Приложения 4 СНиП II-25-80. Более подробно о расчете устойчивости — см. п. 4.14 СНиП II-25-80.

3. Расчет по деформациям

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

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

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

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

где q_n — нормативная погонная нагрузка;

l_0 — расчетный пролет балки;

E — модуль упругости древесины вдоль волокон;

I_x — момент инерции сечения относительно оси изгиба.

Порядок расчета деревянных балок из цельной древесины

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

а) подбор сечения деревянной балки (тип 1):

1. Собирают нагрузку, приходящуюся на балку.
2. Устанавливают расчетную схему балки.
3. Определяют изгибающие моменты и поперечные силы, приходящиеся на балку.
4. Принимают породу древесины, сорт, устанавливают температурно-влажностный режим, при котором будет эксплуатироваться балка.
5. Определяют расчетные сопротивления древесины с учетом предполагаемых размеров и с учетом сорта: R_n , $R_{\text{ск}}$ (табл. 2.4). Уточняются коэффициенты условий работы m_i (п. 3.2 СНиП II-25-80).
6. Определяют требуемый момент сопротивления по формуле

$$W_x = \frac{M}{R_n m_i}.$$

7. Задаются шириной балки b и определяют требуемую высоту балки $h = \sqrt{\frac{6W_x}{b}}$ (для бревна момент сопротивления равен $W \approx 0,1d^3$;

отсюда, $d = \sqrt[3]{W/0,1}$).

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

Для контроля подобранного сечения необходимо проводить его проверку.

б) проверка подобранного сечения:

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

10. Проверяют прочность по уравнениям

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

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

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

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

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

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

7.3.4. Некоторые правила конструирования деревянных балок

1. Размеры балок из цельной древесины должны приниматься с учетом сортамента лесоматериалов и пиломатериалов (Приложение 2).

2. В изгибаемых элементах не следует делать ослаблений (отверстий, пазов, подрезок) на кромках элемента.

3. В изгибаемых элементах из цельной древесины допускается на опорах выполнять подрезку в растянутой зоне элемента глубиной $a \leq 0,25h$, при условии $A/bh < 0,4$ МПа, где A — опорная реакция; b, h — ширина и высота сечения элемента без подрезки (рис. 7.25).

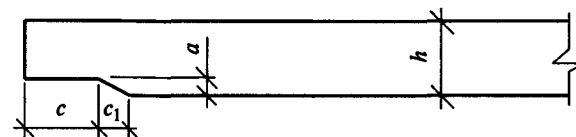


Рис. 7.25. Подрезка на опоре балки: $c \leq h$; $c_1 \geq 2a$

4. Запрещается глухая заделка концов балок в капитальные стены;

5. Опирающие балки на кирпичные, бетонные и т.п. стены следует осуществлять через гидроизоляционные прокладки (два слоя толя, рубероида), а концевые участки балки антисептировать, включая торцы балок;

6. Размеры клееных балок из досок назначаются в пределах: $h = (1/10 - 1/12)l$; $h/b \leq 6$; $h/b_n \leq 6$; $b_{ст} \geq b_n/2$; $h_n = (1/6 - 1/10)h$; $h_{ст}/b_{ст} \leq 6$, (рис. 7.26).

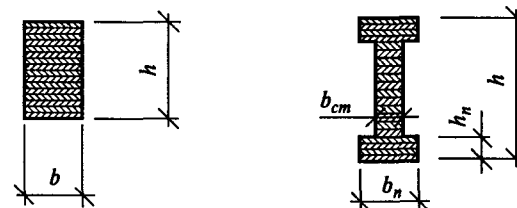


Рис. 7.26. Обозначения, принятые при расчете клееных балок

7. Клееные балки из досок могут выполняться с применением древесины двух сортов, при этом по краям сечений на участках высотой $0,15h$ располагаются более высокие сорта, по которым и назначают расчетное сопротивление R_n (рис. 7.27).

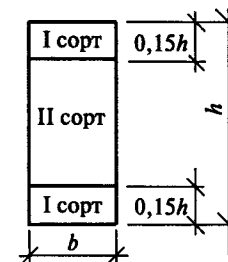


Рис. 7.27. Распределение древесины по сортам в сечении клееных балок

7.4. Расчет железобетонных балок и плит

Железобетонные балки являются очень распространенными изгибаемыми конструкциями, у которых высота, как правило, больше ширины сечения. Железобетонные плиты являются частным случаем балок, в плитах ширина, как и длина, намного больше высоты.

Многие железобетонные изгибаемые конструкции по своей сути являются комбинациями балок и плит (лестничные марши, лестничные площадки, ребристые плиты перекрытий и покрытий, монолитные ребристые перекрытия и т.д.).

7.4.1. Область распространения и простейшие конструкции железобетонных балок

Железобетонные балки применяются в составе железобетонных каркасов зданий промышленного и гражданского назначения как элементы кирпичных зданий, при строительстве мостов, эстакад и т.д., могут называться: прогонами, ригелями, перемычками. Как балки работают плиты, ростверки и другие конструкции.

Железобетонные балки изготавливаются сборными и монолитными. Конструкция железобетонных балок зависит от их назначения и действующих на них нагрузок. В сборных железобетонных балках предусматриваются монтажные петли или отверстия для монтажа. Для крепления балок и конструкций, которые на них опираются, в балках могут устанавливаться закладные детали. Крепление балок к опорам осуществляется через закладные детали на сварке, реже на болтах. Вместе с тем многие (обычно небольшие по размерам) балки укладываются на цементно-песчаный раствор без устройства дополнительного крепления.

Заводами железобетонных конструкций выпускаются разнообразные типовые железобетонные балки, которые дают возможность компоновать простые сборные железобетонные перекрытия (рис. 7.28).

Плиты перекрытия могут опираться сверху на ригели (рис. 7.28, б), или с целью уменьшения строительной высоты перекрытия опирание плит производят на полки ригеля, расположенные ниже верха ригеля (рис. 7.28, в); Формы сечения балок принимаются: прямоугольная, тавровая и др., определяемые конструктивными требованиями (7.29).

Принимаются различные конструкции опирания балок на колонны, балки могут опираться сверху на консоль колонны, а могут опускаться ниже, опираясь на подрезку, скрывающую консоль колонны (рис. 7.30). При опирании на кирпичные стены под балки

следует укладывать железобетонную подушку, и только при опирании небольших балок их можно укладывать непосредственно на кирпичную кладку.

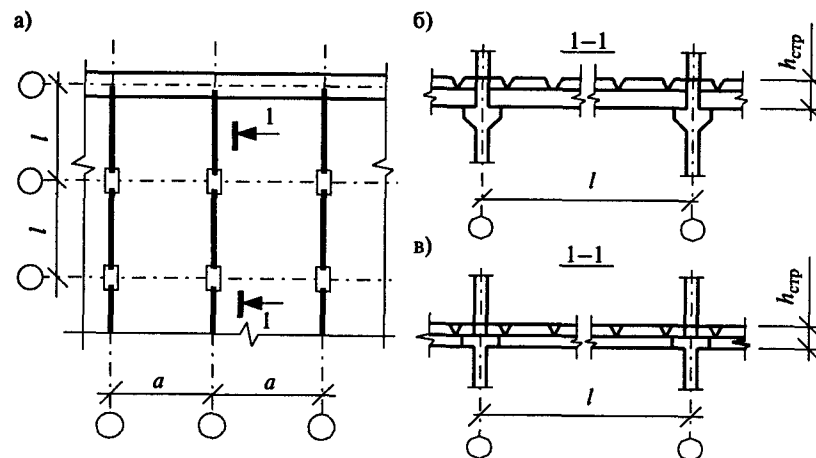


Рис. 7.28. Участок плана и разрезы сборных железобетонных перекрытий: а) участок плана железобетонного перекрытия; б) разрез перекрытия с плитами, опирающимися на верх ригелей; в) разрез перекрытия с плитами, опирающимися на нижние полки ригелей

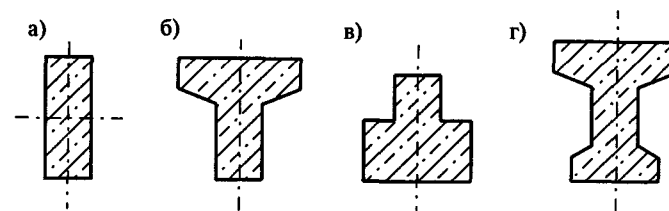


Рис. 7.29. Сечения железобетонных балок: а) прямоугольное; б) тавровое; в) тавровое с полкой внизу; г) двутавровое

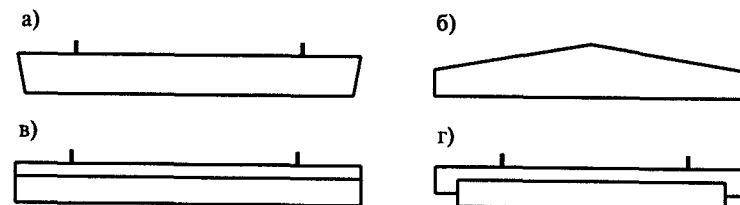


Рис. 7.30. Вид железобетонных балок в зависимости от опирания на нижележащие конструкции: а); б) на кирпичные стены или консоли колонн сверху; в) на верхний торец (обрез) колонны или верх стены; г) на консоль колонны — подрезкой, скрывающей консоль

Балки армируются сварными или вязаными каркасами, а для армирования полок тавровых балок, опорных участков применяют арматурные сетки, которые могут загибаться по форме сечения балки. При пролетах более 4,5 м балки могут выполняться предварительно напрягаемыми (для меньших пролетов применение предварительного напряжения экономически нецелесообразно). Предварительное напряжение арматуры позволяет уменьшить прогибы, повысить трещиностойкость и уменьшить металлоемкость балки.

Монолитные железобетонные балки могут являться частью монолитных железобетонных перекрытий или выполняться в виде самостоятельной конструкции. При армировании монолитных балок часто выполняют вязанные каркасы. Монолитные железобетонные балки применяют при нестандартных пролетах или сечениях, в индивидуальном строительстве, при строительстве в сейсмических районах, на закарстованных территориях и т.п., когда требуется объединить отдельные части здания и тем самым придать им дополнительную жесткость.

7.4.2. Особенности работы железобетонных балок под нагрузкой и предпосылки для расчета

Опыт показывает, что железобетонные балки под действием равномерно распределенной нагрузки разрушаются (как показано на рис. 7.31) по следующей схеме: в середине балки возникают вертикальные (перпендикулярные к оси балки) трещины, с удалением от середины трещины уменьшаются и наклоняются (угол наклона может составлять около 40°), вблизи опор ширина раскрытия наклонных трещин снова увеличивается.

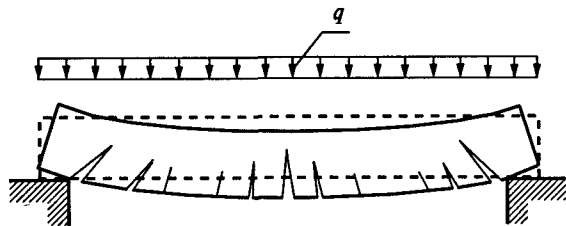


Рис. 7.31. Схема разрушения железобетонной балки (арматура условно не показана)

Трещины в железобетонных балках неизбежны и допустимы в установленных нормами пределах (которые определяются услови-

ями их работы). Цель постановки арматуры — предотвратить разрушение балки, которое обычно возникает в результате чрезмерного раскрытия трещин, появляющихся в растянутой зоне бетона. В местах образования трещин растягивающие усилия воспринимает арматура, а на участках между трещинами арматура и бетон работают совместно. Железобетонная балка поэтому при прочих равных условиях может быть в 20 раз прочнее бетонной.

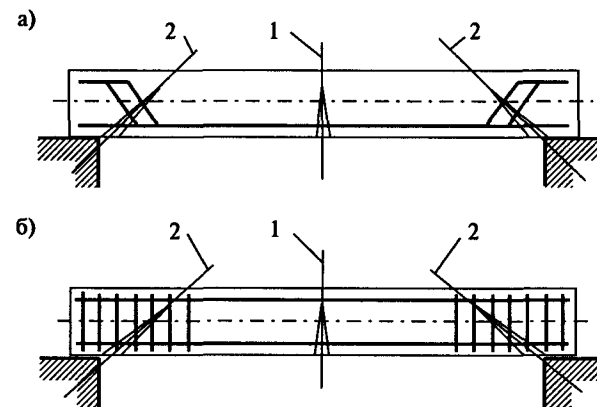


Рис. 7.32. Схемы армирования железобетонных балок: а) отгибами продольной арматуры на опорах; б) поперечными стержнями (хомутами) на опорах; 1 — нормальное сечение; 2 — наклонное сечение;

Рационально, когда арматура располагается перпендикулярно к трещине. Этому условию удовлетворяет продольная рабочая арматура, расположенная в растянутой зоне бетона перпендикулярно к оси нормального (перпендикулярного к оси балки) сечения (рис. 7.32). В наклонном сечении (проведенном по наклонной трещине) перпендикулярно трещине можно располагать отгибы (рис. 7.32, а), но их устройство трудоемко и на практике они применяются редко, чаще ставятся вертикальные стержни (рис. 7.32, б) которые объединяются в сварные или вязанные каркасы (поперечные стержни в сварных или хомуты в вязанных каркасах). Поперечные стержни, пересекая наклонные трещины, обеспечивают прочность наклонного сечения (наиболее опасными участками, на которых могут образовываться наклонные трещины, при равномерно распределенной нагрузке являются участки вблизи опор, равные $1/4$ длины балки).

Итак, расчет железобетонных балок на прочность заключается в определении необходимого количества рабочей продольной арматуры (числа стержней и диаметров) для обеспечения прочности нормального сечения, а также в определении диаметра и шага постановки поперечных стержней для обеспечения прочности наклонных сечений.

7.4.3. Расчет железобетонных балок прямоугольного сечения с одиночным армированием по прочности нормального сечения

1. Работа нормального сечения балки

Опыты по исследованию поведения железобетонных балок под нагрузкой показывают, что от начала действия нагрузки и до разрушения балки по нормальному сечению можно выделить три стадии напряженно-деформированного состояния (рис. 7.33).

Стадия 1. Соответствует небольшой нагрузке, при которой не образуются трещины в растянутой зоне бетона. В этой стадии можно выделить два состояния. Состояние 1, а (момент M_1) — соответствует начальному этапу приложения нагрузки: напряжения в бетоне изменяются по линейному закону, т.е. упруго. Бетон и арматура в растянутой зоне работают совместно. Состояние 1, б (момент $M_2 > M_1$) — непосредственно перед появлением трещин: в сжатой зоне бетона напряжения изменяются практически упруго, а в растянутой эпюра растягивающих напряжений в бетоне искривляется, что говорит о том, что в нем появляются пластические деформации. В арматуре возникают небольшие упругие деформации, она недонапряжена.

Стадия 2. Характеризуется появлением в растянутой зоне бетона трещин, которые появляются при увеличении нагрузки (момент $M_3 > M_2$). Бетон в трещине выключается из работы. Там, где образовались трещины, работает арматура, а между трещинами арматура и бетон продолжают работать совместно. В сжатой зоне бетона за счет пластических деформаций происходит искривление эпюры напряжений бетона, эти напряжения еще не достигают предельных значений. Прочность арматуры и сжатого бетона полностью еще не исчерпана, и можно увеличивать нагрузку на элемент.

Стадия 3. Стадия разрушения. Разрушение элемента может происходить по двум случаям:

Случай 1. Разрушение происходит из-за того, что не выдерживает бетон сжатой зоны, в то время как несущая способность арматуры еще не исчерпана (имеется излишек арматуры, т.е. элемент перearмирован).

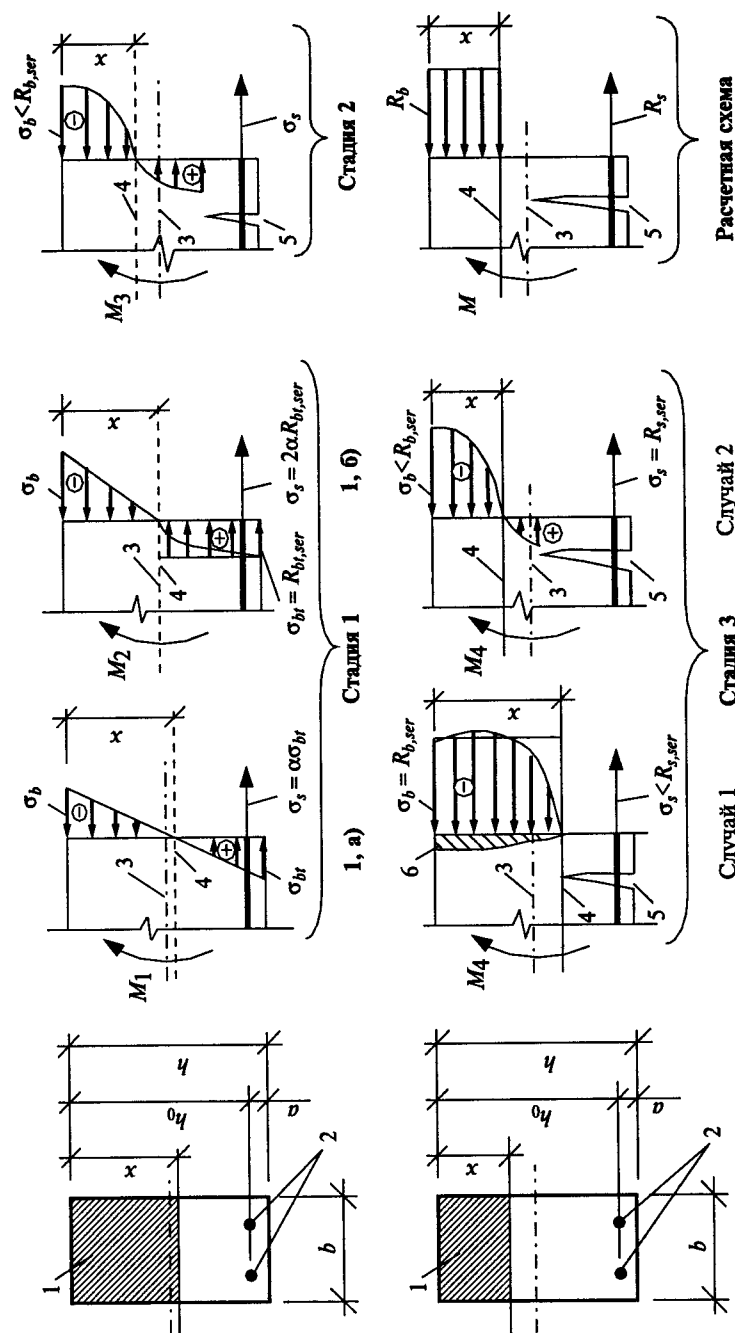


Рис. 7.33. Стадии напряженно-деформированного состояния в нормальном сечении при изгибе железобетонной балки от начала работы до разрушения: 1 — сжатая зона бетона; 2 — арматура; 3 — центральная ось; 4 — нейтральная ось; 5 — трещина; 6 — зона разрушения бетона; M — изгибающий момент; $M_4 > M_3 > M_2 > M_1$

Случай 2. Напряжения в арматуре достигают предела текучести или прочности, арматура удлиняется или рвется, трещина увеличивается, части балки взаимно поворачиваются, и происходит разрушение. В основном разрушение изгибаемых железобетонных элементов при нарушении прочности нормального сечения происходит по этой схеме.

В зависимости от целей расчетов (расчет на образование трещин, определение прогибов, расчет на прочность и т.д.) они могут вестись по 1-й, 2-й или 3-й стадии. При расчете прочности расчет ведется по 3-й стадии, причем действительная схема напряжений заменяется расчетной схемой, в которой фактическая (криволинейная) эпюра напряжений в сжатой зоне бетона заменена на прямолинейную, и напряжения в ней принимаются равными призменной прочности бетона — R_b . В растянутой зоне бетон в результате образования трещин исключается из работы, там работает только растянутая арматура, и напряжения в ней равны расчетным сопротивлениям арматуры растяжению — R_s .

2. Расчетная схема балки с одиночным армированием

Если в сжатой зоне балки арматура не ставится или ставится, но ее работа не учитывается в расчете, то она называется балкой с одиночным армированием. Рассмотрим наиболее простой пример — балку прямоугольного сечения с одиночным армированием (рис. 7.34).

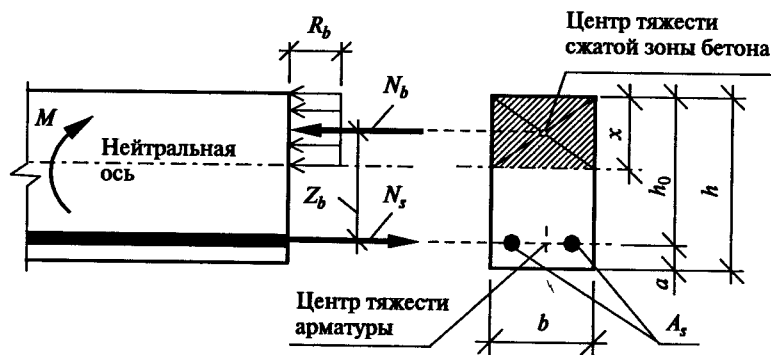


Рис. 7.34. Расчетная схема напряженного состояния поперечного сечения балки с одиночным армированием

На рис. 7.34 приняты следующие обозначения: M — внешний изгибающий момент, определяется из эпюры « M »; b — ширина сечения балки; как правило, ей задаются перед расчетом;

h — высота сечения балки, перед расчетом ей предварительно задаются, а впоследствии уточняют; h_0 — рабочая высота сечения балки, $h_0 = h - a$, где a — расстояние от центра тяжести арматурных стержней до крайнего растянутого волокна бетона, $a = a_b + d/2$, где a_b — защитный слой бетона, назначается в зависимости от высоты элемента и диаметра арматуры; так, для балки высотой ≥ 250 мм a_b принимается не менее 20 мм и не менее диаметра арматуры; d — диаметр рабочей арматуры, определяется расчетом; x — высота сжатой зоны бетона, определяется расчетом; Z_b — плечо внутренней пары сил; N_b — равнодействующая сжимающих напряжений в сжатой зоне бетона, определяется по формуле $N_b = R_b b x$, где R_b — расчетное сопротивление бетона, принимается по табл. 2.6 в зависимости от класса бетона; N_s — равнодействующая растягивающих напряжений в растянутой арматуре, определяется по формуле $N_s = R_s A_s$, где R_s — расчетное сопротивление арматуры, назначается по табл. 2.8 в зависимости от класса арматуры; A_s — площадь поперечного сечения арматуры, определяется расчетом.

7.4.4. Вывод уравнений прочности нормального сечения изгибаемого прямоугольного элемента с одиночным армированием

Для вывода уравнений прочности удобнее расчетную схему (см. рис. 7.34) заменить системой сил на плоскости (рис. 7.35), в которой условно исключены бетон, арматура, геометрия сечения.

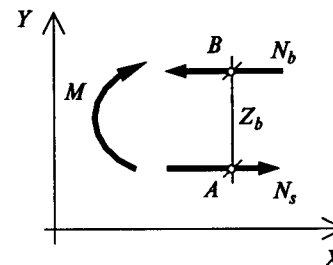


Рис. 7.35. Система внутренних и внешних сил (усилий) при изгибе в нормальном сечении балки по рис. 7.34

Составим уравнение статики для системы, представленной на рис. 7.35, можно составить два уравнения:

- 1) $\sum M = 0$;
- 2) $\sum X = 0$.

Третье уравнение $\Sigma Y = 0$ теряет смысл, так как усилия N_b и N_s проектируются в точку.

Найдем для первого уравнения сумму моментов относительно точки А: $\Sigma M_A = 0$; подставив в уравнение (1) значения усилий, получаем: $M - N_b Z_b = 0$; помня, что $N_b = R_b b x$, а $Z_b = (h_0 - 0,5x)$, получаем:

$$(1, a) M = R_b b x (h_0 - 0,5x). \quad (7.19)$$

Первое уравнение (сумму моментов) можно также определить относительно точки В, соответствующей центру тяжести сжатой зоны бетона: $\Sigma M_B = 0$; подставив в уравнение значения усилий, получаем: $M - N_s Z_s = 0$; помня, что $N_s = R_s A_s$, получаем:

$$(1, б) M = R_s A_s (h_0 - 0,5x); \quad (7.20)$$

проделав то же самое с уравнением (2), получим:

$$(2) R_b b x = R_s A_s. \quad (7.21)$$

Теперь в двух независимых уравнениях (уравнения (1, а) и (1, б) зависимы) шесть неизвестных: R_b , R_s , b , h_0 , A_s , x — известен только изгибающий момент M , который определяется из эпюры M_x . Такая задача при двух уравнениях и шести неизвестных является четыре раза статически неопределимой, т.е. не хватает четырех уравнений, чтобы найти все неизвестные. В таких случаях прибегают к следующему приему: задаются некоторыми неизвестными, а остальные определяют из уравнений. В данном случае можно задаться материалами: классом арматуры и классом бетона. Это значит, что R_b и R_s определяются и задача становится два раза статически неопределимой. Задаемся одним из размеров поперечного сечения, например шириной b , тогда остаются три неизвестных: A_s , h_0 и x . Строительные нормы ограничивают относительную высоту сжатой зоны бетона, которая обозначается ξ и представляет собой отношение высоты сжатой зоны бетона к рабочей высоте сечения:

$$\xi = x/h_0 \leq \xi_R, \quad (7.22)$$

где ξ_R — граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона. Условие (7.22) является третьим недостающим уравнением.

Из формулы $\xi = x/h_0$ можно выразить $x = \xi h_0$; подставляя это выражение в (7.19), получаем:

(1, а) $M = R_b b \xi h_0 (h_0 - 0,5 \xi h_0) = R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,5 \xi)$; обозначим $\xi(1 - 0,5 \xi)$ через коэффициент A_0 , тогда уравнение (1, а) примет вид:

$$(1, a) M = R_b b h_0^2 A_0. \quad (7.19, a)$$

Подставляя в (7.20) вместо x его значение, получаем:

(1, б) $M = R_s A_s (h_0 - 0,5 \xi h_0) = R_s A_s h_0 (1 - 0,5 \xi)$; обозначим $(1 - 0,5 \xi)$ через коэффициент η , тогда уравнение (1, б) примет вид:

$$(1, б) M = R_s A_s h_0 \eta. \quad (7.20, a)$$

Подставим $x = \xi h_0$ в уравнение (7.21), получим:

$$(2) R_b b \xi h_0 = R_s A_s. \quad (7.21, a)$$

Соотношение между значениями коэффициентов ξ , A_0 , η приведены в табл. 7.5.

Используя полученные формулы (7.19, а; 7.20, а; 7.21, а), а также таблицу коэффициентов (табл. 7.5), можно решать задачи по расчету прочности нормального сечения изгибаемых железобетонных элементов с одиночным армированием в случае их прямоугольного сечения.

Уже отмечалось, что коэффициент ξ не может принимать значения больше предельных ξ_R ; помня, что $A_0 = \xi(1 - 0,5 \xi)$ и подставив вместо ξ ξ_R , можно и для коэффициента A_0 получить предельные значения A_{0R} . Значения ξ_R и A_{0R} даны в табл. 7.6.

Если при расчете оказалось, что $A_0 > A_{0R}$ (или $\xi > \xi_R$), то это значит, что следует увеличить высоту элемента (балки, плиты), а если A_0 намного меньше A_{0R} , то это говорит о том, что принятая высота элемента излишне большая и ее, если это конструктивно возможно, следует уменьшить из соображений экономичности и рациональности.

Оптимальные значения коэффициента ξ для балок находятся в пределах от 0,2 до 0,3, а для плит — от 0,1 до 0,2. Иногда не удается выдержать приведенные рекомендации, тогда возникают расчетные случаи, которые решаются из других подходов.

Кроме определения площади арматуры исходя из требований прочности нормального сечения, нормы ограничивают минимальную площадь сечения арматуры в железобетонных элементах в виде отношения (в %) к рабочей площади сечения бетона (процент армирования элемента — μ %):

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100\%. \quad (7.23)$$

Таблица 7.5

Значения коэффициентов ξ , η , A_0

ξ	η (с)	A_0 (α_m)	ξ	η (с)	A_0 (α_m)
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,1	0,95	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,87	0,226	0,62	0,69	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,86	0,241	0,64	0,68	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,3	0,85	0,255	0,66	0,67	0,442
0,31	0,845	0,262	0,67	0,665	0,446
0,32	0,84	0,269	0,68	0,66	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,655	0,452
0,34	0,83	0,282	0,7	0,65	0,455
0,35	0,825	0,289			
0,36	0,82	0,295			

Примечание. В учебной литературе по расчету железобетонных конструкций могут приниматься разные обозначения коэффициентов: коэффициент η может обозначаться буквой ς ; коэффициент A_0 обозначается α_m .

Минимальный процент армирования $\mu_{\min} = 0,05\%$; максимальные проценты армирования балок зависят от прочности бетона, их можно высчитать исходя из значений граничной высоты сжатой зоны бетона ξ_R . Обычно при оптимальном проценте армирования $\mu = 1-2\%$ для балок и $\mu = 0,3-0,6\%$ для плит.

Таблица 7.6

Предельные значения коэффициентов ξ и A_0

Класс арматуры, коэффициенты		Класс прочности бетона						
		B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
A-III, Вр-I	ξ_R	0,662	0,652	0,627	0,604	0,582	0,564	0,542
	A_{0R}	0,443	0,440	0,430	0,422	0,413	0,405	0,395
A-II	ξ_R	0,689	0,680	0,650	0,632	0,610	0,592	0,571
	A_{0R}	0,452	0,449	0,439	0,432	0,424	0,417	0,408
A-I	ξ_R	0,708	0,698	0,674	0,652	0,630	0,612	0,591
	A_{0R}	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,416
A-IIIb	ξ_R		0,71	0,68	0,66	0,64	0,62	0,60
	A_{0R}		0,458	0,449	0,442	0,435	0,428	0,420
A-IV	ξ_R		0,59	0,56	0,54	0,51	0,50	0,48
	A_{0R}		0,416	0,403	0,394	0,380	0,375	0,365
A-V	ξ_R			0,54	0,52	0,50	0,48	0,46
	A_{0R}			0,394	0,385	0,375	0,365	0,354
B-II, Вр-II	ξ_R			0,51	0,48	0,46	0,45	0,42
	A_{0R}			0,380	0,365	0,354	0,349	0,332

Примечание. Данные таблицы соответствуют коэффициенту условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$.

Порядок расчета прочности нормального сечения изгибаемого прямоугольного элемента с одиночным армированием

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

Порядок подбора сечения продольной арматуры (тип 1)

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

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

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

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

5. Находят значение коэффициента A_0 :

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\% \geq \mu_{min} = 0,05\%.$$

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

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

11. Определяют диаметры поперечных стержней:

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

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

13. Конструируют сечение — см. параграф 7.4.7.

Порядок определения несущей способности элемента (тип 2)

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

Для нахождения момента сечения определяют:

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

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

3. Определяют значение коэффициента ξ :

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

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

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

5. Определяют величину момента сечения:

$$M_{сечения} = A_0 R_b \gamma_{b2} b h_0^2 — \text{задача решена.}$$

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

7.4.5. Понятие о прочности нормального сечения балок с двойной арматурой

Сечения балок называются сечениями с двойным армированием при наличии расчетной арматуры в сжатой зоне бетона.

Необходимость постановки расчетной арматуры в сжатой зоне бетона возникает в случае, если бетон сжатой зоны не выдерживает приходящихся на него сжимающих напряжений, а увеличивать размеры сечения элемента или прочность бетона по каким-либо причинам нельзя.

Арматура, поставленная в сжатую зону бетона, работает вместе с бетоном на сжатие, возникающее при этой схеме работы усилие в сжатой арматуре определяется как $N'_s = R_{sc}A'_s$ (рис. 7.36). Следует учитывать, что арматура в сжатой зоне не так эффективна, как в растянутой зоне бетона, поэтому сечения получаются менее экономичными по сравнению с сечениями с одиночной арматурой.

Условия равновесия:

$$1) R_b b x + R_{sc} A'_s = R_s A_s;$$

$$2) M - R_b b x (h_0 - 0,5x) - R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 0.$$

Условия прочности:

$$1a) R_b b x = R_s A_s - R_{sc} A'_s; \quad (7.24)$$

$$2a) M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (7.25)$$

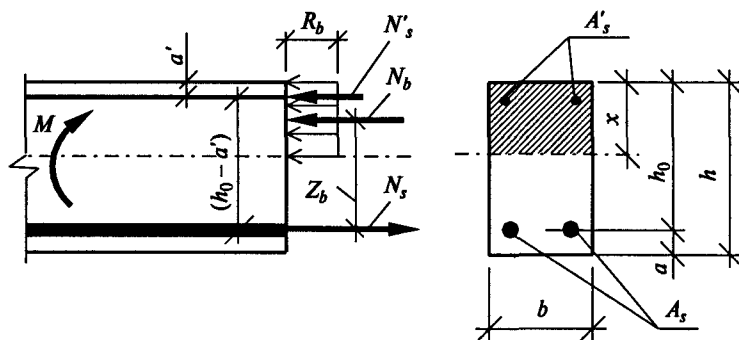


Рис. 7.36. Расчетная схема напряженного состояния поперечного сечения балки с двойной арматурой

Постановка арматуры в сжатую зону бетона требуется в случае, если $x > \xi_R h_0$ или $\xi > \xi_R$ и решено не изменять прочность бетона и размеры сечения элемента.

7.4.6. Расчет прочности нормального сечения изгибаемых элементов таврового сечения с одиночным армированием

При расчете прочности нормального сечения изгибаемых элементов принимаем, что в растянутой зоне бетона образуется трещина и бетон в этом месте выключается из работы. Учитывая это, можно максимально уменьшить количество бетона растянутой зоны, не нарушая прочность элемента в целом. Этому условию более всего отвечает тавровое сечение, в котором развита сжатая зона бетона за счет полок и уменьшена растянутая зона за счет ребра (рис. 7.37).

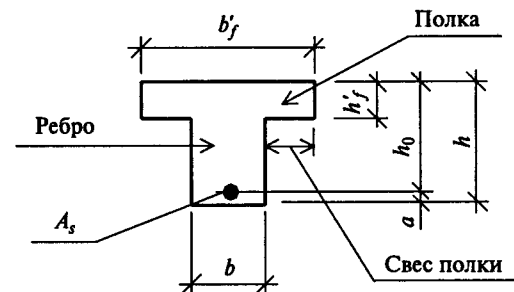


Рис. 7.37. Обозначения, принятые при расчете тавровых элементов: b_f — ширина полки; h_f — высота полки; b — ширина ребра; h — высота балки; h_0 — рабочая высота балки; a — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до крайнего растянутого волокна бетона; A_s — площадь сечения растянутой арматуры

Как тавровые рассчитываются изгибаемые элементы, сечение которых либо полностью соответствует тавру, либо они внешне не похожи на тавр, но у них имеется полка, расположенная в сжатой зоне, а растянутая зона уменьшена, что делает их более экономичными и легкими (рис. 7.38).

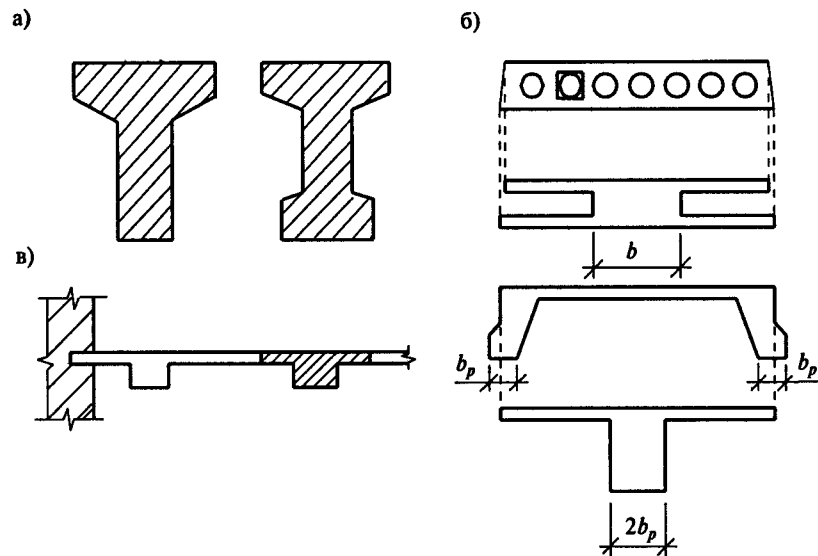


Рис. 7.38. Элементы таврового сечения: а) балки таврового и двутаврового сечения; б) элементы, сечение которых заменяется на тавровые; в) конструкции, из которых условно вырезается тавровый элемент для расчета

1. Два случая расчета нормального сечения тавровых элементов

Различают два случая расчета тавровых элементов: первый случай — когда граница сжатой зоны проходит в полке; второй случай — граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 7.39).

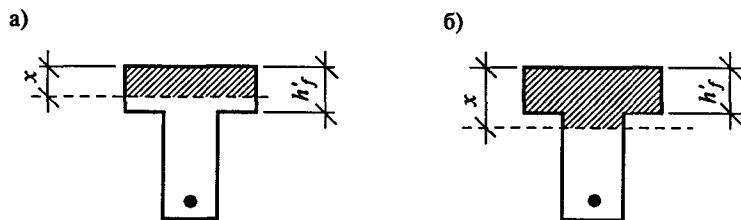


Рис. 7.39. Два случая расчета тавровых элементов:

а) 1-й случай расчета: $x \leq h'_f$; б) 2-й случай расчета: $x > h'_f$

2. Вывод уравнений прочности нормального сечения таврового элемента

Вывод уравнений для расчета прочности нормальных сечений тавровых элементов аналогичен выводу уравнений для прямоугольного элемента. Усилия, возникающие в тавровом элементе, зависят от расчетного случая. Для 1-го случая расчета — см. рис. 7.40, для 2-го случая — см. рис. 7.41.

Случай 1.

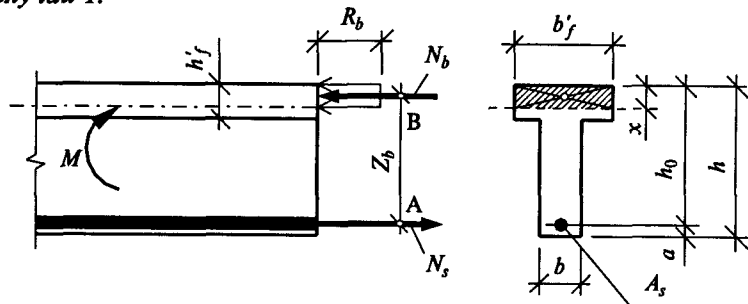


Рис. 7.40. Усилия в тавровом элементе (1-й случай расчета): $h_0 = h - a$; $Z_b = (h_0 - 0,5x)$; $N_b = R_b b'_f x$; $N_s = R_s A_s$; N_b — равнодействующая сжимающих напряжений в сжатой зоне полки; N_s — равнодействующая растягивающих напряжений в растянутой арматуре

Составим уравнения равновесия: 1) $\sum M = 0$; 2) $\sum X = 0$;

• определяем сумму моментов относительно точки A: $\sum M_A = 0$;
 $M - N_b Z_b = 0$;

$$M = R_b b'_f x (h_0 - 0,5x); \quad (7.26)$$

подставляем в уравнение значение $x = \xi h_0$, получаем:

$$M = R_b b'_f \xi h_0 (h_0 - 0,5 \xi h_0) = R_b b'_f h_0^2 \xi (1 - 0,5 \xi);$$

обозначаем $\xi(1 - 0,5 \xi) = A_0$, тогда

$$(1, a) \quad M = R_b b'_f h_0^2 A_0; \quad (7.26, a)$$

• сумма моментов относительно точки B: $\sum M_B = 0$; $M - N_s Z_b = 0$;
 $M - R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 0$;

$$M = R_s A_s (h_0 - 0,5x); \quad (7.27)$$

подставляем в уравнение значение $x = \xi h_0$, получаем

$$M = R_s A_s (h_0 - 0,5 \xi h_0); \quad M = R_s A_s h_0 (1 - 0,5 \xi);$$

обозначаем $(1 - 0,5 \xi) = \eta$, тогда

$$(1, б) \quad M = R_s A_s h_0 \eta; \quad (7.27, a)$$

• проекция всех сил на ось X: $\sum X = 0$;

$$R_b b'_f x = R_s A_s; \quad (7.28)$$

заменяем x, тогда

$$(2) \quad R_b b'_f \xi h_0 = R_s A_s. \quad (7.28, a)$$

Случай 2.

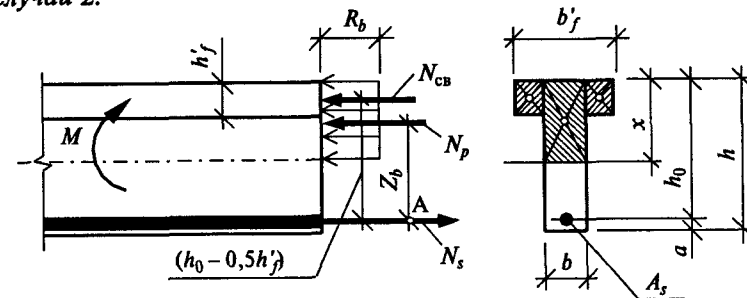


Рис. 7.41. Усилия в тавровом элементе (2-й случай):

$$h_0 = h - a; \quad Z_b = (h_0 - 0,5x); \quad N_{св} = R_b (b'_f - b) h'_f;$$

$N_p = R_b b x$; $N_s = R_s A_s$; N_p — равнодействующая сжимающих напряжений в сжатой зоне бетона; $N_{св}$ — равнодействующая сжимающих напряжений в сжатых свесах; N_s — равнодействующая растягивающих напряжений в растянутой арматуре

Из рис. 7.41 видно, что во втором случае расчета площадь сжатой зоны бетона изменилась по сравнению с первым случаем расчета, соответственно изменилась равнодействующая сжимающих напряжений. Место приложения общей равнодействующей сжимающих напряжений определить сложно (надо находить центр тяжести сжатой зоны бетона), проще разбить равнодействующую на две части: равнодействующую сжимающих напряжений в свесах — $N_{св}$, она приложена в центре тяжести свесов на расстоянии $(h_0 - 0,5h_f')$, и равнодействующую сжимающих напряжений в прямоугольном ребре — N_p , она приложена на расстоянии Z_b от центра тяжести растянутой арматуры. Значения этих равнодействующих:

$$N_{св} = R_b(b_f' - b)h_f';$$

$$N_p = R_b b x.$$

Составим уравнения равновесия: 1) $\sum M = 0$; 2) $\sum X = 0$;

• определяем сумму моментов относительно точки А: $\sum M_A = 0$;
 $M - N_{св}(h_0 - 0,5h_f') + N_p Z_b = 0$;

$$M = R_b(b_f' - b)h_f'(h_0 - 0,5h_f') + R_b b x (h_0 - 0,5x); \quad (7.29)$$

зная, что $x = \xi h_0$, подставляем в уравнение и получаем

$$M = R_b(b_f' - b)h_f'(h_0 - 0,5h_f') + R_b b \xi h_0 (h_0 - 0,5\xi h_0) = R_b(b_f' - b)h_f'(h_0 - 0,5h_f') + R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,5\xi); \text{ подставляем } A_0 = \xi(1 - 0,5\xi), \text{ тогда}$$

$$(1) \quad M = R_b(b_f' - b)h_f'(h_0 - 0,5h_f') + R_b b h_0^2 A_0; \quad (7.29, a)$$

• находим сумму проекций всех сил на ось X: $\sum X = 0$;

$$R_b(b_f' - b)h_f' + R_b b x = R_s A_s; \quad (7.30)$$

заменяем x , тогда

$$(2) \quad R_b(b_f' - b)h_f' + R_b b \xi h_0 = R_s A_s. \quad (7.30, a)$$

Пользуясь выведенными уравнениями для первого и второго случаев расчета прочности нормального сечения тавровых элементов, можно решать задачи аналогично задачам для прямоугольных элементов.

Примечание. Значения b_f' , вводимое в расчет, принимается из расчета, что ширина свеса-полки в каждую сторону от ребра должна быть не более $1/6$ пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h_f' \geq 0,1h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами, и $h_f' < 0,1h - 6h_f'$;

в) при консольных свесах полки:

при: $h_f' \geq 0,1h - 6h_f'$;

$0,05h \leq h_f' < 0,1h - 3h_f'$;

$h_f' < 0,05h$ — свесы в расчет не учитываются.

3. Определение расчетного случая тавровых элементов

Расчетный случай тавровых элементов определяется из предположения, что нейтральная ось проходит по низу полки, на границе между первым и вторым случаем. При этом положение центра тяжести сжатой зоны находится на уровне половины высоты полки и расстояние между равнодействующей сжимающих напряжений в бетоне и центром тяжести арматуры определяется как $(h_0 - 0,5h_f')$, а ее величина $N_b = R_b b_f' h_f'$.

Тогда изгибающий момент, воспринимаемый элементом при полностью сжатой полке (момент полки), равен:

$$M_f' = R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5h_f'). \quad (7.31)$$

Сравнивая действующий на элемент изгибающий момент с моментом, воспринимаемым полкой M_f' , определяем расчетный случай:

• если $M \leq M_f'$, имеем первый расчетный случай тавровых элементов;

• если $M > M_f'$, имеем второй расчетный случай тавровых элементов.

Порядок расчета прочности нормального сечения таврового элемента

Как и при расчете изгибаемых элементов прямоугольного сечения, возможны следующие типы задач: подбор арматуры (тип 1) и определение несущей способности (тип 2) (проверка прочности).

Порядок подбора продольной арматуры (тип 1)

1. Собирают нагрузки, действующие на элемент, и определяют расчетную схему элемента; определяют максимальный изгибающий момент.

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

3. Задаются классом прочности бетона, классом арматуры и определяют расчетные сопротивления (табл. 2.6, 2.8). Устанавливают коэффициент условия работы бетона γ_{b2} (наиболее часто $\gamma_{b2} = 0,9$).

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

5. Определяют расчетный случай тавровых элементов:

$$M_f = R_b \gamma_{b2} b_f' h_f' (h_0 - 0,5h_f');$$

- если $M \leq M_p$, имеют первый расчетный случай тавровых элементов;
- если $M > M_p$, имеют второй расчетный случай тавровых элементов.

Порядок расчета при первом расчетном случае	Порядок расчета при втором расчетном случае
6 Определяют коэффициент A_0 : $A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b' h_0^2}$	6 Определяют коэффициент A_0 : $A_0 = \frac{M - R_b \gamma_{b2} (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2}$
7 По табл. 7.6 определяют коэффициент A_{0R} — должно выполняться условие $A_0 \leq A_{0R}$; в случае если условие не выполняется, следует изменить сечение или материалы	7 По табл. 7.6 определяют коэффициент A_{0R} — должно выполняться условие $A_0 \leq A_{0R}$; в случае если условие не выполняется, следует изменить сечение или материалы
8 По табл. 7.5 определяют коэффициент η	8 По таблице 7.5 определяют коэффициент ξ
9 Определяют требуемую площадь арматуры: $A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s}$	9 Определяют требуемую площадь арматуры: $A_s = \frac{R_b \gamma_{b2} b \xi h_0 + R_b \gamma_{b2} (b'_f - b) h'_f}{R_s}$

10. Принимают количество продольных растянутых стержней и определяют диаметры арматуры и фактическую площадь сечения подобранной арматуры A_s (Приложение 3).

11. Определяют процент армирования элемента $\mu = A_s 100 / b h_0$ и сравнивают с $\mu_{min} = 0,05\%$.

12. Определяют требуемую площадь монтажных стержней $A'_s \approx 0,1 A_s$ и по площади принимают диаметры монтажных стержней.

13. Определяют диаметры поперечных стержней $d_{sw} \geq 0,25 d_s$;

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

15. Конструируют сечение — см. параграф 7.4.7.

Определение несущей способности таврового элемента (тип 2)

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

1. Определяют расчетные сопротивления материалов (табл. 2.6, 2.8), коэффициент условий работы бетона γ_{b2} .
2. По чертежу сечения элемента находят рабочую высоту сечения h_0 , площадь рабочей продольной арматуры A_s .
3. Определяют значение коэффициента ξ :

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

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

4. Зная коэффициент ξ , можно определить высоту сжатой зоны бетона $x = \xi h_0$ и, сравнивая высоту полки элемента h'_f с высотой сжатой зоны бетона, можно определить расчетный случай тавровых элементов:

- при $x \leq h'_f$ — первый случай расчета;
- при $x > h'_f$ — второй случай расчета.

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

6. Учитывая случай расчета тавровых элементов, определяют величину момента сечения:

$M_{сечения} = A_0 R_b \gamma_{b2} b' h_0^2$ — для первого расчетного случая;

$M_{сечения} = A_0 R_b \gamma_{b2} b h_0^2 + R_b \gamma_{b2} (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$ — для второго расчетного случая; задача решена.

В случае проверки прочности необходимо сравнить момент, воспринимаемый сечением, с действующим на балку максимальным изгибающим моментом.

7.4.7. Некоторые правила конструирования железобетонных балок без предварительного напряжения арматуры

Как уже отмечалось, железобетонные балки выполняются различных форм сечения в зависимости от назначения, нагрузок и сопряжения с другими конструкциями. Несмотря на это, их конструирование ведется с учетом ряда общих требований. Рассмотрим некоторые основные походы к конструированию балок:

- наиболее часто применяют балки прямоугольного и таврового сечений. Высота балок h обычно назначается в пределах $(1/10 - 1/14)l$.

В целях унификации высота принимается кратной 50 мм при высоте балки до 500 мм и кратной 100 мм при большей высоте;

- ширина балок прямоугольного сечения b принимается в пределах $(0,25-0,5)h$ и кратной 50 мм, она зависит от назначения балки, сопряжения ее с вышележащими конструкциями. В балках таврового сечения ширина ребра может быть меньше и определяется только условиями прочности и удобства размещения арматуры в сечении балки;

- в тавровых балках места перехода полки к ребру должны выполняться плавно, что достигается устройством фасок или закруглений;

- арматура принимается в соответствии с требованиями пп. 2.17*, 2.22* СНиП 2.03.01-84*, в которых рекомендуется преимущественно применять стержневую арматуру классов Ат-IVC, Ат-IIIc, А-III, арматурную проволоку класса Вр-I, допускается применять и другую арматуру (А-II, А-I), более подробно — см. параграф 2.3.3. Часто в одном каркасе применяют арматуру различных классов, например продольные стержни выполнены из арматуры класса А-III, а поперечные стержни — из арматуры класса Вр-I;

- виды бетона и его классы прочности на сжатие для балок назначаются в соответствии с п. 2.5 СНиП 2.03.01-84*, для тяжелого бетона рекомендуются классы не ниже В7,5. Большинство балок выполняется из тяжелого бетона классов В15—В25, вместе с тем возможно выполнение балок из легких бетонов;

- арматурные каркасы балок содержат рабочую продольную арматуру (находящуюся в растянутой зоне бетона), поперечную арматуру и продольную монтажную арматуру. Продольная рабочая арматура назначается из стержней одного или, в крайнем случае, двух разных диаметров, принимая их от 12 до 32 мм и располагая в один или в два ряда по высоте. Плоские сварные арматурные каркасы, изготовление которых на заводах автоматизировано, перед постановкой в опалубку (форму) объединяются в объемные каркасы при помощи соединительных стержней арматуры, которые устанавливаются через 0,5—1,0 м и обычно принимаются такого же диаметра и класса, что и поперечные стержни;

- размеры каркаса принимаются меньше размеров балки, что необходимо для обеспечения их свободной укладки в форму. Каркас должен не доходить до граней элемента (формы) на 10 мм при длине изделия до 9 м (рис. 7.42).

- для продольной рабочей арматуры должен быть обеспечен защитный слой бетона a_b толщиной не менее диаметра арматуры и не менее: при $h < 250$ мм — 15 мм; при $h \geq 250$ мм — 20 мм. Для

поперечной и другой арматуры защитный слой бетона назначается не менее ее диаметра и не менее: при $h < 250$ мм — 10 мм; при $h \geq 250$ мм — 15 мм;



Рис. 7.42. Размеры каркаса

- назначая диаметры поперечных стержней в сварных каркасах, учитывают соотношение диаметров арматуры, обусловленное требованиями выполнения сварочных работ:

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

где d_{sw} — диаметр поперечных стержней;

d_s — диаметр продольной арматуры.

При назначении хомутов в вязанных каркасах их диаметры назначают аналогично назначению диаметров поперечных стержней, и они принимаются не менее 5 мм при высоте балки до 800 мм;

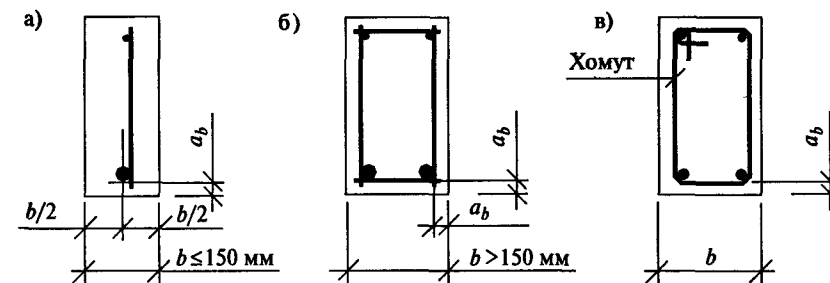


Рис. 7.43. Постановка каркасов в балках:

а) при ширине балки меньше 150 мм; б) при ширине балки больше 150 мм; в) в случае применения вязанных каркасов

- шаг постановки поперечных стержней в каркасах балки — см. рис. 7.60 (с. 241);

- площадь монтажной арматуры A'_s принимается не менее 10% от площади продольной арматуры A_s ; $A'_s \geq 0,1A_s$.

При необходимости впоследствии проводится проверка монтажной арматуры по прочности на монтажные и транспортные нагрузки;

- при ширине балки до 150 мм сечение можно армировать одним каркасом, при большей ширине количество каркасов увеличивается (рис. 7.43);

- полка балок таврового сечения должна дополнительно армироваться арматурными сетками (рис. 7.44).

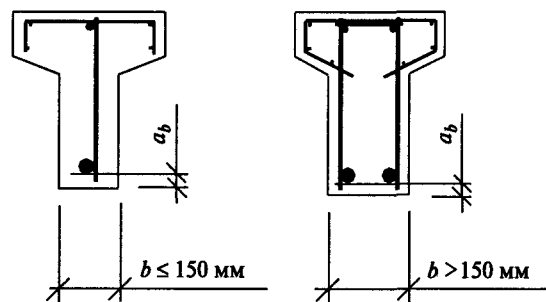


Рис. 7.44. Армирование балок таврового сечения

Более подробные сведения о правилах конструирования — см. СНиП 2.03.01-84*.

7.4.8. Расчет железобетонных плит по нормальному сечению

1. Область распространения и предпосылки для расчета

Плитами называют элементы, у которых один размер (толщина) значительно меньше двух других.

Плиты по исполнению могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными, по статической схеме работы они различаются на однопролетные, многопролетные и консольные, по конструкции — сплошные, пустотные и ребристые.

Плиты могут опираться по двум сторонам, и тогда плита работает как балка, изгибаясь в одном направлении, такие плиты называют балочными (рис. 7.45, а). При опирании по трем или четырем сторонам плита работает в двух направлениях, такие плиты называют опертыми по контуру (рис. 7.45, б). Но если в таких плитах отношение длинного пролета плиты l_d к короткому про-

лету l_k больше или равно 2 (несмотря на опирание по четырем сторонам), плита работает в основном в направлении короткого пролета и рассматривается как балочная (рис. 7.45, в).

Сплошные однопролетные плиты выполняются, как правило, сборными и применяются для перекрытия небольших пролетов; например, ими могут перекрываться коридоры, лифтовые шахты, подпольные каналы, каналы теплотрасс и т.п. Вместе с тем сплошные плиты могут являться частью сборных железобетонных конструкций или входить в состав монолитных перекрытий, покрытий.

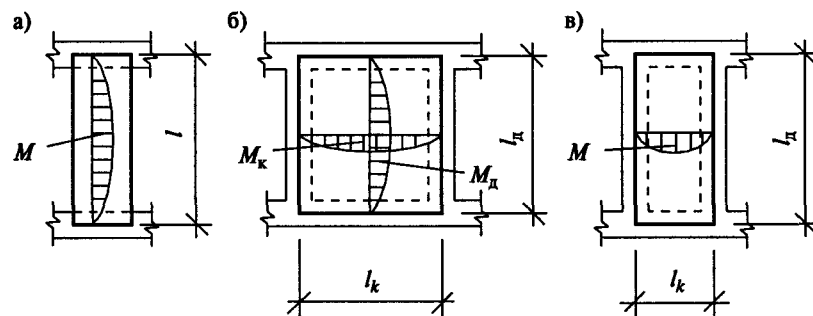


Рис. 7.45. Плиты:

а) плита, опертая по двум сторонам; б) плита, опертая по контуру, при $l_d/l_k < 2,0$ — работает в двух направлениях; в) плита, опертая по четырем сторонам, при $l_d/l_k \geq 2,0$ — работает в направлении короткого пролета

Проектируя плиты, стремятся максимально облегчить их сечение, что достигается уменьшением бетона в растянутой зоне. При этом если требуется гладкий потолок перекрытия, то выполняют пустотные плиты или ребристые плиты ребрами вверх; если не требуется гладкого потолка, выполняют ребристые плиты с ребрами, расположенными в нижней части. В растянутой зоне плит стремятся оставить минимально необходимое количество бетона, нужное для размещения растянутой арматуры и обеспечения прочности. Пустотные и ребристые плиты (панели) с ребрами вниз работают на изгиб как балки таврового сечения, а плиты сплошного сечения — как балки прямоугольного сечения.

2. Расчет сплошных железобетонных плит

Сплошные плиты, как уже отмечалось, рассчитываются как простые балки прямоугольного сечения с одиночным армированием. В случае если плита выполняется большого размера, для ее расчета условно вырезают полосу шириной 1 м и сбор нагрузок,

расчет арматуры и проверка прочности наклонного сечения выполняются для этой полосы, а затем, при проектировании арматурной сетки, учитывают фактические размеры плиты.

Общий порядок расчета сплошных плит (без предварительного напряжения):

1. Определяют нагрузки на 1 погонный метр плиты (рис. 7.46).

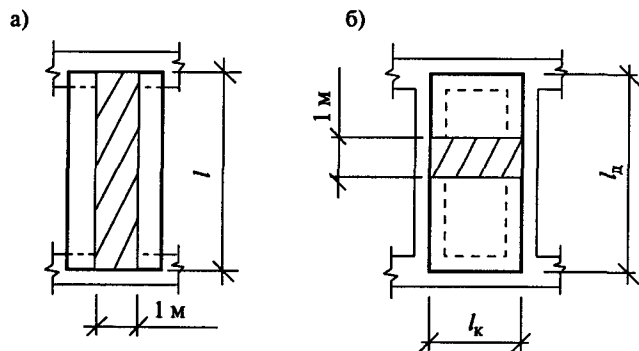


Рис. 7.46. Балочные плиты (условно для расчета вырезаем 1 метр плиты)

2. Определяют расчетный пролет плиты, строят расчетную схему, эпюры поперечных сил и моментов (аналогично расчету балок).

3. Задаются материалами и устанавливают их расчетные характеристики.

4. Принимают расчетное сечение плиты (рис. 7.47) и производят расчет прочности нормального сечения (определяют требуемую площадь рабочей арматуры).

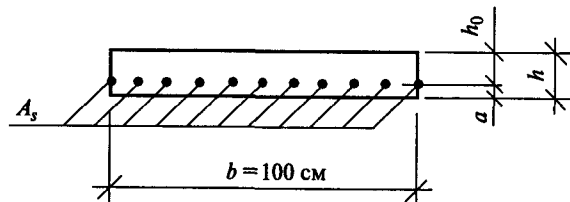


Рис. 7.47. Расчетное сечение плиты

5. Проверяют прочность наклонного сечения (расчет прочности наклонного сечения см. в параграфе 7.4.9). При этом следует учитывать, что в сплошных плитах высотой менее 300 мм могут отсутствовать поперечные стержни.

6. Конструируют плиту.

Расчет плит, опертых по контуру, производится аналогично расчету сплошных балочных плит, но изгибающие моменты и поперечные силы определяют для двух полос (в направлении длинного и короткого пролетов) и, соответственно, рассчитывается арматура для каждой полосы (рис. 7.48). Значения моментов и поперечных сил зависят от соотношения пролетов и схем опирания плит на стены, они находятся при помощи таблиц, приводимых в справочной литературе по расчету железобетонных конструкций.

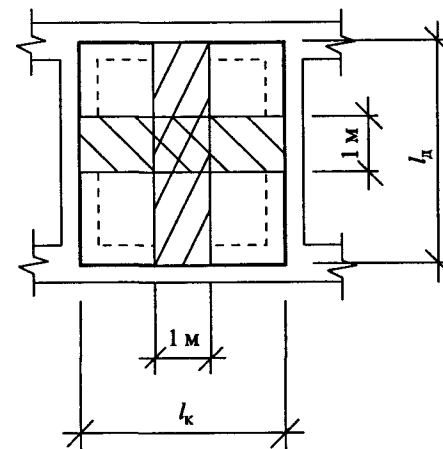


Рис. 7.48. К расчету плит, опертых по контуру

3. Некоторые правила конструирования сплошных плит

- толщина плиты зависит от нагрузки и размеров перекрываемого пролета, обычно составляет 100–250 мм. Для их изготовления применяют тяжелый бетон классов В 7,5–В 20. Плиты армируются плоскими сетками, выполняемыми из арматуры классов А-I, А-II, А-III, Вр-I;

- расстояние между осями рабочих стержней принимается не более 200 мм при $h \leq 150$ мм и не более $1,5h$ при $h > 150$ мм;

- между осями распределительной арматуры принимают расстояние не более 350 мм;

- площадь распределительной арматуры должна составлять не менее 10% от площади сечения рабочей арматуры;

- при работе плиты в двух направлениях рабочая арматура ставится также в двух направлениях;

- рабочие стержни арматуры должны заходить за грань опоры не менее чем на $5d$, где d — диаметр рабочей арматуры;

- в случае применения ячеистого бетона толщина плит выполняется 300 мм, их армирование отличается от армирования плит, выполненных из тяжелого бетона, обычно рабочая арматура является частью арматурных каркасов;

- для обеспечения прочности при транспортировании, монтаже, складировании сборных железобетонных плит производят соответствующий расчет и при необходимости ставят дополнительную арматуру, воспринимающую эти усилия.

4. Понятие о расчете и конструировании пустотных плит

Пустотные плиты (панели) перекрытий выполняются длиной от 3–9 м различной ширины, что обеспечивает их раскладку в различных по размерам перекрытиях. Высота пустотных плит чаще всего принимается 220 мм, пустоты круглого сечения диаметром 159 мм, минимальная толщина полок 25–30 мм.

Пустотные плиты могут опираться на стены, балки, ригели. Опирание выполняют на две опоры и, следовательно, пустотная плита рассчитывается как простая балка (рис. 7.49).

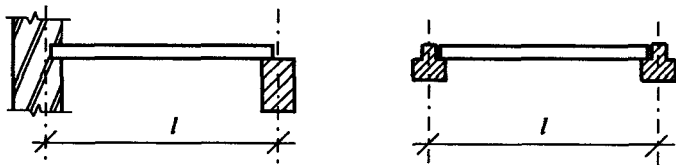


Рис. 7.49. Опирание плит на стены, ригели

Фактическое сечение плиты при расчетах по первой группе предельных состояний заменяется на тавровое сечение, в котором бетон между пустотами условно собран в ребро (считается, что растянутая полка плиты в работе не участвует вследствие образования в ней трещин). Круглые отверстия при определении ширины ребра b заменяются на квадраты (рис. 7.50).

Пустотные плиты пролетом 3–4,5 м обычно выполняются без предварительного напряжения арматуры, а плиты больших пролетов — с предварительным напряжением.

В случае выполнения продольной арматуры предварительно напряженной она для упрочнения бетона на участках передачи напряжения (участки вблизи опор) окружается арматурными сетками. Прочность наклонных сечений обеспечивают каркасы на приопорных участках плиты длиной $1/4l$, поставленные через два отверстия. В верхней части сечения плиты устанавливается сет-

ка, воспринимающая монтажные и транспортные нагрузки (рис. 7.51). Возможны и другие конструкции пустотных плит.

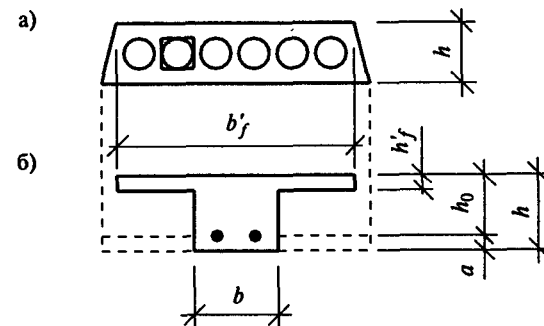


Рис. 7.50. Сечения плиты:

а) фактическое сечение; б) расчетное сечение

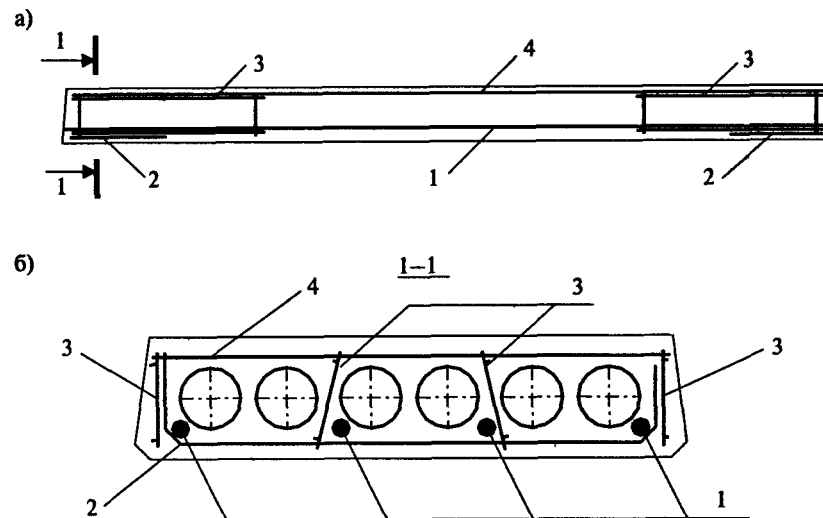


Рис. 7.51. Армирование предварительно напряженной пустотной плиты перекрытия: а) продольный разрез плиты; б) поперечный разрез плиты;

1 — предварительно напряженная арматура; 2 — сетка, окружающая предварительно напряженную арматуру на участках передачи напряжения; 3 — каркасы; 4 — монтажная сетка

5. Понятие о расчете и конструировании ребристых плит

Ребристые плиты ребрами вниз применяются в промышленном и гражданском строительстве, когда не требуется ровный потолок. Такие плиты экономичны по расходу бетона, так как в них максималь-

но удален бетон растянутой зоны. Пролеты принимаются от 6 до 12 м, шириной от 0,9 до 3,0 м. Могут выполняться предварительно напряженные и без предварительного напряжения арматуры.

При расчете ребристых плит с ребрами вниз (рис. 7.52, 7.53), фактическое сечение плиты заменяется на тавровое. Поперечные ребра плиты также рассматриваются как элементы таврового сечения.

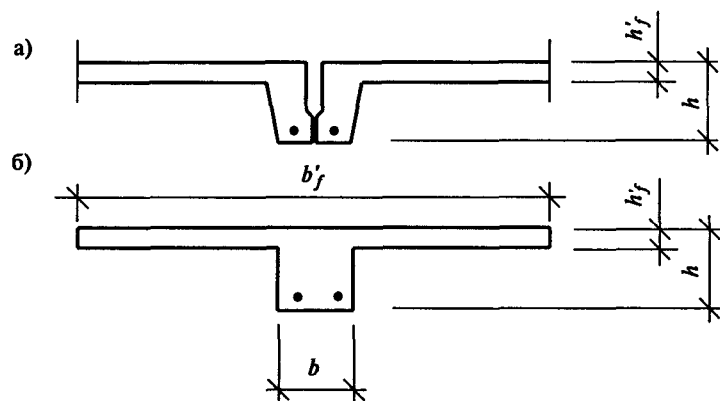


Рис. 7.52. Сечения продольного ребра:
а) фактическое; б) расчетное

Для продольных и поперечных ребер выполняются расчеты арматуры и прочности наклонных сечений по формулам элементов таврового сечения. Полка плиты рассчитывается как плита, защемленная в продольных и поперечных ребрах (опертая по контуру или балочная).

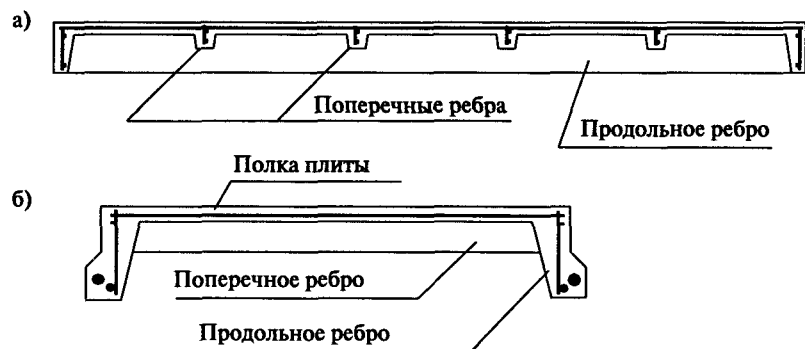


Рис. 7.53. Ребристая плита: а) продольный разрез;
б) поперечный разрез

Ребристая плита, выполненная ребрами вверх (рис. 7.54), применяется в качестве распорных плит между колоннами перекрытия каркасного здания. Обеспечивает ровный потолок и возможность пропуска вентиляционных коробов, труб и другого оборудования через тонкую нижнюю полку, которая позволяет выполнять в ней отверстия. Продольные ребра плиты рассчитываются как элемент прямоугольного сечения, так как полка такой плиты оказывается в растянутой зоне и выключается из работы при изгибе плиты. Полка плиты рассчитывается отдельно как сплошная плита, защемленная в ребрах.

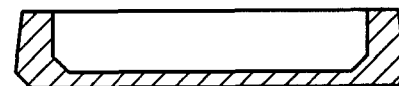


Рис. 7.54. Поперечное сечение ребристой плиты с ребрами вверх

6. Понятие о расчете и конструировании монолитных ребристых перекрытий

Существует несколько конструкций монолитных ребристых перекрытий. Наиболее экономичны монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами. Их применяют в промышленных и гражданских зданиях при нестандартных размерах перекрываемого помещения и значительных нагрузках, которые не могут воспринять сборные плиты перекрытий.

Монолитные ребристые перекрытия состоят из плит, главных и второстепенных балок (рис. 7.55), которые бетонируются вместе и представляют собой единую конструкцию. Главные и второстепенные балки могут располагаться вдоль и поперек перекрываемого помещения. Главные балки несут наибольшую нагрузку, их пролет принимается 6–8 м, высота ($1/8$ – $1/15$) пролета. Второстепенные балки располагаются с шагом 1,7–2,7 м, пролетом 6–8 м, высотой ($1/12$ – $1/20$) пролета. Ширина балок принимается (0,3–0,5) высоты. Плиты ребристого балочного перекрытия выполняются толщиной 40–100 мм в зависимости от нагрузок.

Перекрытие выполняется из бетона классов В15–В20 и армируется сетками и каркасами из арматуры классов Вр-I, А-I, А-II, А-III.

Все элементы перекрытия: плита, второстепенные балки, главные балки — работают как единая конструкция, но расчет элементов производят отдельно. Плита, монолитно связанная с балка-

ми перекрытия, работает в зависимости от соотношения пролетов (длинного l_d и короткого l_k). При соотношении $l_d/l_k \geq 2$ плита балочная и работает в одном направлении, изгибаясь в направлении короткого пролета. При соотношении $l_d/l_k < 2$ плита работает в двух направлениях.

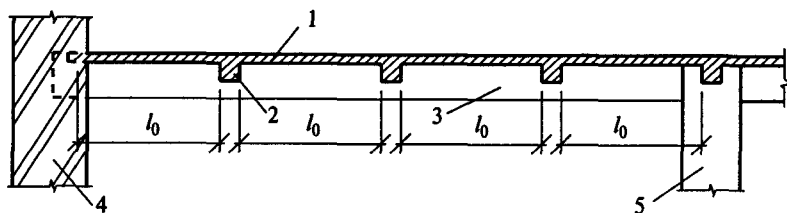


Рис. 7.55. Конструктивная схема монолитного перекрытия:
1 — плита; 2 — второстепенная балка; 3 — главная балка;
4 — стена; 5 — колонна.

При расчете балочных плит изгибающий момент в первом пролете и на первой промежуточной опоре определяется по формуле

$$M_1 = ql_0^2/11; \quad (7.32)$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M_2 = ql_0^2/16. \quad (7.33)$$

Расчетный пролет плиты принимается равным расстоянию в свету между второстепенными балками, а при опирании на стену — расстоянию от центра опоры на стене до ребра второстепенной балки.

Армируются плиты рулонными или плоскими сетками (рис. 7.56), при армировании учитывается характер распределения эпюры моментов.

Балки армируются каркасами с учетом того, что в местах опирания балок, так же как и в плитах, возникают опорные моменты, а в пролете пролетные моменты. Второстепенные балки и главные балки в пролете рассчитываются как балки таврового сечения; около опор, где изгибающий момент меняет знак, расчетное сечение принимается прямоугольным, так как полка оказывается в растянутой зоне (рис. 7.57).

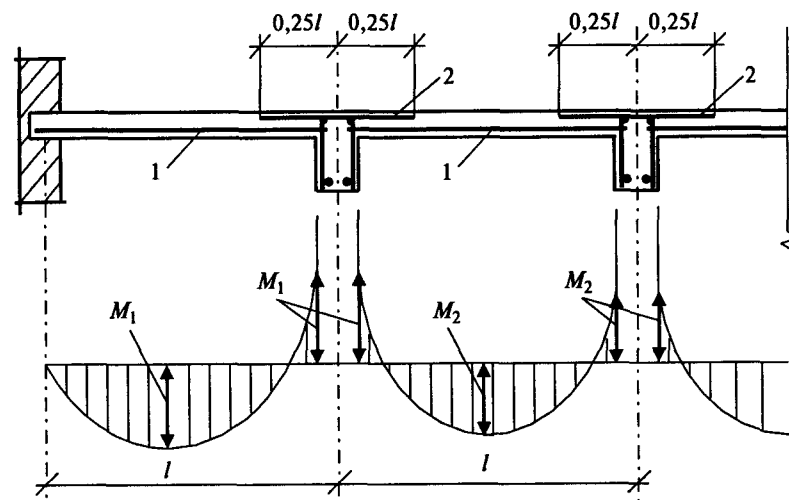


Рис. 7.56. Эпюры моментов и армирование плиты ребристого перекрытия:
1 — арматурные сетки в пролете плиты;
2 — арматурные сетки над второстепенными балками

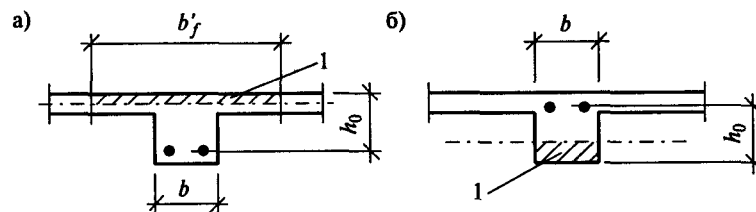


Рис. 7.57. Расчетные сечения балок: а) в пролете (тавровое);
б) вблизи опор (прямоугольное); 1 — сжатая зона бетона

При расчете второстепенные балки рассчитываются на равномерно распределенные нагрузки, а главные балки — на сосредоточенные нагрузки от реакций второстепенных балок.

Детальный расчет и подробное армирование монолитного ребристого перекрытия в данном курсе не рассматриваются.

7.4.9. Расчет прочности наклонных сечений железобетонных изгибаемых элементов

Кроме расчета прочности нормального сечения, в изгибаемых железобетонных элементах (балках, плитах) необходимо производить расчет с целью обеспечения прочности наклонных сечений.

1. Особенности работы и предпосылки для расчета

При изгибе балки на опорах возникают главные сжимающие и главные растягивающие напряжения. Если главные сжимающие и растягивающие напряжения достигают предельных для бетона величин, происходит разрушение: образуются наклонные трещины или может происходить раздавливание бетона на участке между двумя наклонными трещинами (рис. 7.58).

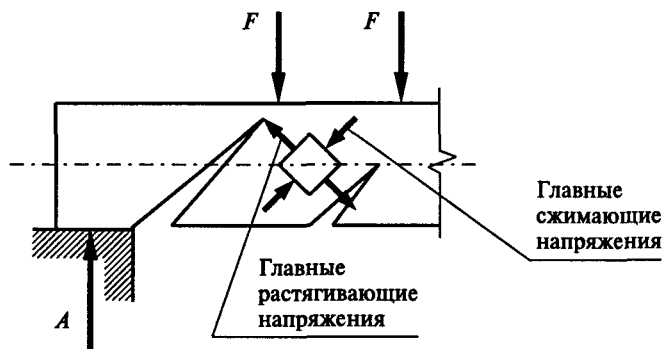


Рис. 7. 58. Напряжения на оппорном участке балки

В наклонном сечении железобетонной балки от воздействия поперечной силы Q возникают противодействующие усилия: в бетоне Q_b и поперечной арматуре $\Sigma R_{sw} A_{sw}$ (рис. 7.59).

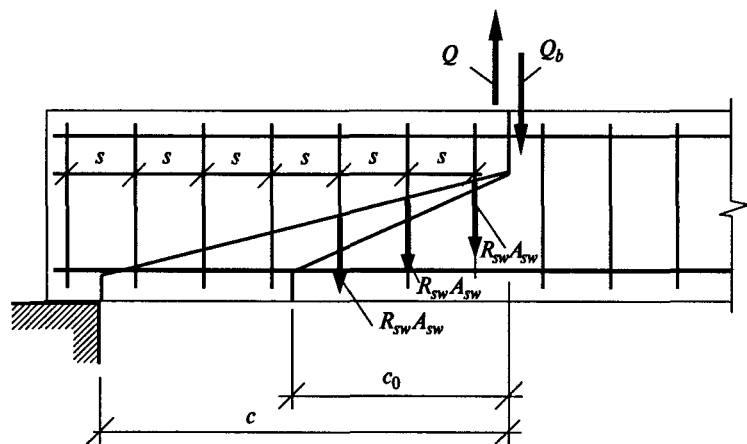


Рис. 7.59. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его прочности на действие поперечной силы

На рис. 7.59 приняты следующие обозначения: R_{sw} — расчетное сопротивление арматуры поперечных стержней или хомутов (табл. 2.8); A_{sw} — площадь сечения поперечных стержней находящихся в поперечном сечении элемента;

c — длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось;

Q_b — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном.

Для вывода уравнения прочности наклонного сечения спроектируем силы на ось Y : $\Sigma Y = 0$; $Q - Q_b - \Sigma R_{sw} A_{sw} = 0$; обозначим величину $\Sigma R_{sw} A_{sw} = Q_{sw}$; получим уравнение равновесия $Q = Q_b + Q_{sw}$, и отсюда уравнение прочности

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (7.34)$$

где Q_b — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном;

Q_{sw} — поперечное усилие, воспринимаемое поперечными стержнями, которые пересекают наклонную трещину.

Уравнение прочности показывает, что поперечную силу уравновешивает работа бетона Q_b и поперечной арматуры Q_{sw} . Чем больше сечение элемента, прочность бетона и сечение поперечной арматуры или чем чаще она поставлена, тем прочнее наклонное сечение. Иногда достаточно прочности одного бетона, и тогда поперечная арматура ставится конструктивно (без расчета) в соответствии с требованиями п. 5.27 СНиП 2.03.01-84* (требования п. 5.27 изложены ниже).

В балках при равномерно распределенной нагрузке поперечная арматура чаще устанавливается на оппорных участках длиной $1/4 l$ и реже, или вообще не ставится, в середине элемента. Подобная расстановка поперечной арматуры связана с изменением эпюры поперечных сил (рис. 7.60). Там, где поперечная сила достигает наиболее опасных значений, поперечные стержни ставятся с меньшим шагом.

2. Порядок расчета прочности наклонного сечения

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

1. Конструирование каркаса

1. Конструируют каркас балки в соответствии с требованиями п. 5.27 СНиП 2.03.01-84*: в балках и плитах шаг поперечных стержней принимают:

- на оппорных участках (рис. 7.60):

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

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

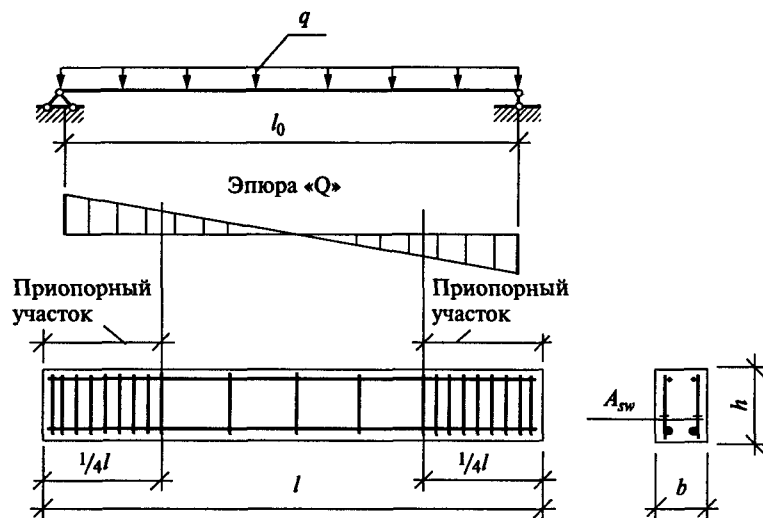


Рис. 7.60. Расстановка поперечных стержней в каркасе балки (балка несколько длиннее расчетной схемы); площадь сечения поперечных стержней в сечении балки — A_{sw}

• на остальной части пролета:

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

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

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

II. Обеспечение прочности по наклонной трещине

2. Проверяют выполнение условия

$$Q \leq Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0, \quad (7.35)$$

где φ_{b3} — коэффициент для тяжелого и ячеистого бетона, принимается равным 0,6;

φ_f — коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах, принимаемый не более 0,5; при этом b'_f принимается не более $b + 3h'_f$;

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}; \quad (7.36)$$

если элемент прямоугольного сечения, коэффициент $\varphi_f = 0$;

φ_n — коэффициент, учитывающий влияние продольных сил. Сила N принимается для предварительно напряженных элементов равной: $N = \sigma_{sp}A_{sp}$; коэффициент φ_n принимается не более 0,5:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt}bh_0}; \quad (7.37)$$

если элемент без предварительного напряжения, коэффициент $\varphi_n = 0$.

Значение $(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ во всех случаях принимается не более 1,5.

Если проверяемое условие выполняется, это значит, бетон выдерживает поперечную силу и дальнейший расчет обеспечения прочности по наклонной трещине не требуется. Если условие не выполняется, продолжают расчет.

3. Каждый поперечный стержень воспринимает поперечную силу с определенной длины элемента, равной шагу поперечных стержней (рис. 7.61). Определяют усилие в поперечных стержнях (хомутах) на единицу длины элемента по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}, \quad (7.38)$$

где R_{sw} — расчетное сопротивление поперечных стержней (табл. 2.8);

A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры, находящейся в рассчитываемом поперечном сечении элемента (рис. 7.64);

s — шаг поперечных стержней в каркасе.

4. Находят значение c_0 по формуле

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}}; \quad (7.39)$$

значение коэффициента $\varphi_{b2} = 2,0$ — для тяжелого и ячеистого бетонов. Полученное значение c_0 принимается не более $c = 2h_0$.

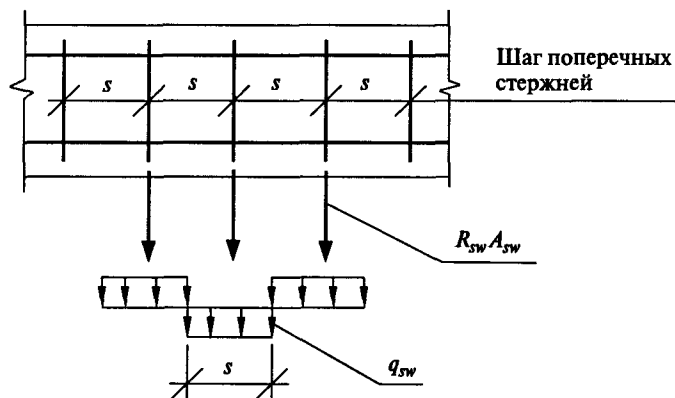


Рис. 7.61. Усилие в поперечных стержнях, приходящееся на единицу длины элемента, — q_{sw}

5. Принимают полученное значение c_0 равным c и определяют по формуле уточненную поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c}. \quad (7.40)$$

Если полученная поперечная сила, воспринимаемая бетоном, больше действующей поперечной силы, то на этом расчет прочности по наклонной трещине заканчивают, если $Q_b < Q$, продолжают расчет.

6. Определяют поперечную силу, воспринимаемую поперечными стержнями:

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0. \quad (7.41)$$

7. Проверяют выполнения условия (7.34) $Q \leq Q_b + Q_{sw}$; если условие выполняется, прочность обеспечена; если условие не выполняется, следует изменить бетон, шаг поперечных стержней, диаметры поперечных стержней или изменить сечение элемента и произвести расчет заново.

В случае если элемент выполняется без поперечной арматуры (например, плиты сплошного сечения), обеспечение прочности по наклонной трещине производится по уравнению

$$Q \leq \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c}, \quad (7.42)$$

где правая часть уравнения принимается не более $2,5R_{bt}bh_0$ и не менее $\varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0$. Коэффициент $\varphi_{b4} = 1,5$ — для тяжелого и ячеистого бетона. При отсутствии предварительного напряжения арматуры коэффициент $\varphi_n = 0$.

III. Расчет прочности сжатой полосы между наклонными трещинами

8. Проверяют выполнение условия

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0, \quad (7.43)$$

где $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w$, но не более 1,3. (7.44)

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs}; \quad (7.45)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}, \quad (7.46)$$

где E_s , E_b — модули упругости соответственно поперечной арматуры и бетона (табл. 2.7, 2.9);

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b, \quad (7.47)$$

где β — коэффициент, принимаемый для тяжелого, мелкозернистого и ячеистого бетона равным $\beta = 0,01$, а R_b подставляется в МПа.

В случае выполнения условия (7.43) прочность сжатой полосы между наклонными трещинами обеспечена; в случае невыполнения условия необходимо изменить сечение элемента или увеличить прочность бетона.

7.4.10. Предварительно напряженные железобетонные конструкции

1. Суть предварительного напряжения и предпосылки для расчета

В обычных железобетонных конструкциях (выполненных без предварительного напряжения) есть два крупных недостатка, которые резко ограничивают область их применения. Во-первых, в растянутых зонах обычных железобетонных конструкций обязательно присутствуют трещины даже при относительно небольших нагрузках. Во-вторых, применение арматуры, изготовленной из высокопрочных сталей, без предварительного напряжения не дает возможности полностью использовать ее несущую способ-

ность. Раннее раскрытие трещин в ненапрягаемых железобетонных конструкциях, работающих на изгиб и растяжение, приводит к тому, что к моменту достижения рабочих напряжений в арматуре, в бетоне появляются чрезмерные «зияющие» трещины. Эти недостатки преодолеваются предварительным напряжением высокопрочной арматуры в железобетоне. При предварительном напряжении достигается полное использование несущей способности высокопрочной арматуры, и при этом можно получить экономию металла, так как чем прочнее арматура, тем меньше ее требуется для обеспечения прочности.

Предварительно напряженными железобетонными конструкциями называются конструкции, в которых искусственно, на стадии изготовления, создаются напряжения за счет натяжения арматуры и последующего обжатия бетона. Предварительно созданные в железобетонном элементе напряжения по знаку противодействуют напряжениям, возникающим от внешних нагрузок, что приводит к частичной или полной компенсации рабочих напряжений.

Предварительно напряженными выполняются железобетонные элементы, работающие на растяжение, внецентренное сжатие, изгиб. Так, в растянутых элементах (рис. 7.62) от внешней нагрузки возникают растягивающие напряжения, а от предварительного напряжения арматуры, которое передается на бетон, в бетоне возникают сжимающие напряжения. Эти напряжения с разными знаками, и они компенсируют друг друга, тем самым уменьшается ширина раскрытия трещин, или трещины вообще не возникают. В изгибаемых элементах сила предварительного обжатия прикладывается не по центру тяжести сечения, а с эксцентриситетом e_{op} , что вызывает появление изгибающего момента (момента от предварительного обжатия), который частично или полностью компенсирует изгибающий момент, вызванный внешними силами (рис. 7.63), и как следствие — повышается трещиностойкость конструкций и уменьшаются прогибы.

Итак, изготовление предварительно напряженных железобетонных конструкций сложнее, чем конструкций без предварительного напряжения арматуры, но они позволяют использовать более прочные арматурные стали, за счет чего расход стали в предварительно напряженных элементах меньше, чем в ненапрягаемых элементах. При этом обеспечивается повышенная трещиностойкость и уменьшаются прогибы элементов. Поэтому предварительное напряжение наиболее рационально для конструкций, в которых все сечение или его часть растянуты (напорные железобетонные трубы, стенки резервуаров, затяжки арок, растянутые элементы ферм, ригели рам, плиты, балки и другие элементы).

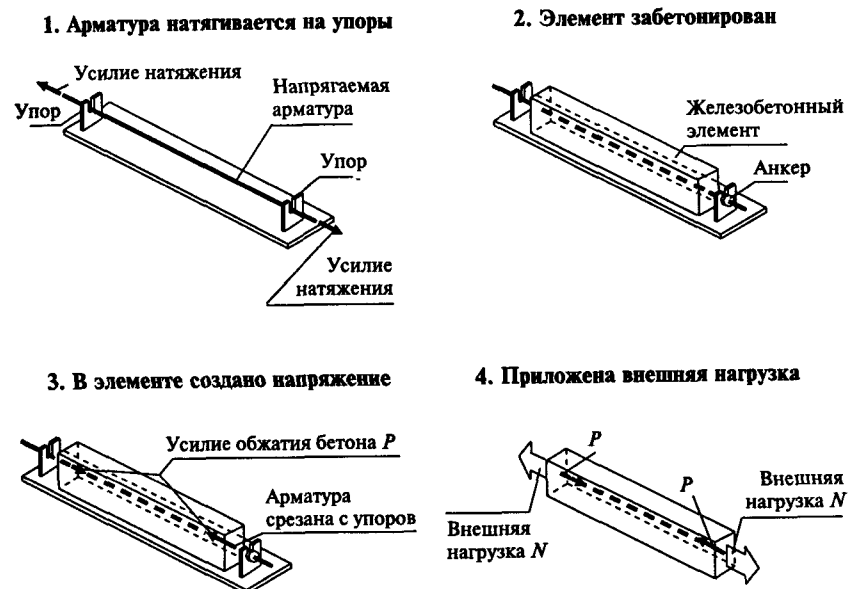


Рис. 7.62. Стадии создания и работы предварительно напряженного растянутого элемента с натяжением арматуры на упоры

В центрально-растянутом предварительно напряженном элементе созданная сила предварительного обжатия бетона P противодействует внешней нагрузке N , и, когда они равны, напряжения в бетоне будут равны нулю; на этом этапе работы трещин в бетоне элемента не образуется.

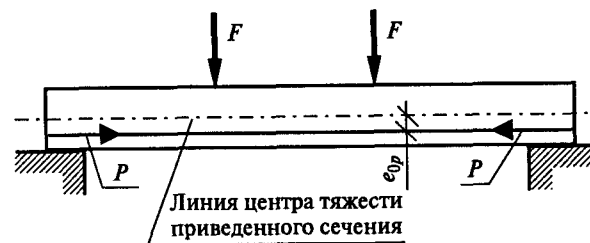


Рис. 7.63. Схема работы предварительно напряженного изгибаемого элемента: e_{op} — эксцентриситет приложения усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения

В изгибаемых элементах сила предварительного обжатия бетона P вызывает появление внутреннего изгибающего момента, который противодействует внешнему изгибающему моменту M , возникающему от внешних нагрузок (рис. 7.63).

Предварительно напряженные железобетонные элементы могут изготавливаться с *натяжением арматуры на упоры*, как это изображено на рис. 7.62 (упорами часто служат борта стальных форм) и с *натяжением арматуры на бетон*. В случае натяжения арматуры на бетон сначала выполняется слабоармированный железобетонный элемент, в котором оставляются каналы для пропуска предварительно напрягаемой арматуры. Затем через канал пропускается арматура, один конец ее закрепляется в торце железобетонного элемента и арматура натягивается, в натянутом состоянии закрепляется второй конец арматуры. После этого каналы заполняются цементным раствором (рис. 7.64).

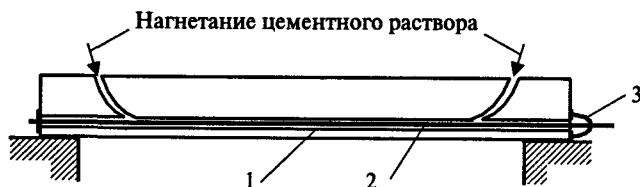


Рис. 7.64. Создание предварительно напряженного железобетонного элемента с натяжением арматуры на бетон: 1 — канал; 2 — напрягаемая арматура; 3 — домкрат

Аналогично можно изготавливать железобетонные резервуары, напорные трубы, натягивая (навивая) арматуру на заранее изготовленные железобетонные элементы (навивка осуществляется при помощи навивочных машин) и впоследствии закрывая ее слоем бетона, наносимым под давлением (торкретирова).

Наибольшее распространение при создании предварительно напряженных железобетонных конструкций получил способ натяжения арматуры на упоры.

2. Материалы для предварительно напряженных конструкций

Для армирования предварительно напряженных конструкций нормы рекомендуют преимущественно применять арматуру классов: при длине элементов до 12 м включительно — Ат-IV, Ат-V; при большей длине — В-II, Вр-II и арматурные канаты. Нормы допускают применять и другие классы арматуры (см. параграф 2.3.3).

Для предварительно напряженных элементов, выполняемых из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов, класс прочности бетона следует принимать не менее чем указанный в табл. 7.7.

Таблица 7.7

Бетоны для предварительно напряженных элементов
(табл. 8* СНиП 2.03.01-84*)

Вид и класс напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
1. Проволочная арматура классов: В-II (при наличии анкеров) Вр-II (без анкеров) диаметром, мм: до 5 6 и более К-7, К-19	B20 B20 B30 B30
2. Стержневая арматура (без анкеров) диаметром, мм: от 10 до 18, классов: А-IV А-V А-VI и Ат-VII 20 и более, классов: А-IV А-V А-VI и Ат-VII	B15 B20 B30 B20 B25 B30

Прочность бетона в момент передачи на него напряжений от предварительно напряженной арматуры (передаточная прочность бетона — $R_{пр}$), назначают не менее 50% от принятого класса бетона.

3. Способы натяжения арматуры

Для создания предварительных напряжений в арматуре применяют следующие способы:

- **механический** — натяжение арматуры выполняется при помощи домкратов или натяжных машин;

- **электротермический** — к стержню арматуры подключается электрический ток, и в результате короткого замыкания происходит его разогрев (до температуры 300–350°C); стержень удлиняется и в удлиненном состоянии закрепляется на упорах, при остывании в арматуре возникают напряжения;

- **электротермомеханический** — комбинация первых двух способов; обычно после разогрева стержня он дотягивается до нужной длины;

- **физико-химический** — с использованием самоупрочающихся бетонов. Такие бетоны увеличиваются в объеме при твердении и натягивают арматуру, т.е. происходит самоупрочение. Чаще всего применяются первые два способа натяжения арматуры.

Для закрепления арматуры на упорах применяют специальные анкерные приспособления. Наиболее простые анкерные устройства для стержневой арматуры показаны на рис. 7.65.

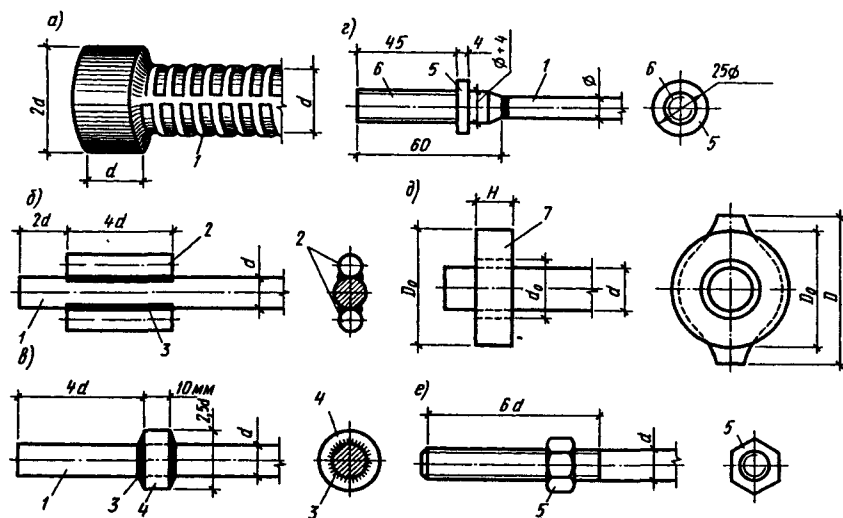


Рис. 7.65. Анкерные приспособления: а) высаженная головка; б) приварка коротышей; в) приварка кольца; г) нарезной наконечник с гайкой; д) обжатая шайба; е) нарезной конец с гайкой; 1 — арматурные стержни; 2 — коротыши; 3 — сварной шов; 4 — кольцо; 5 — гайка; 6 — стальной штампованный наконечник с нарезкой, привариваемый к арматуре; 7 — обжатая шайба.

4. Некоторые особенности армирования предварительно напрягаемых элементов

Наиболее опасной для прочности бетона является зона передачи напряжений на бетон длиной l_p (рис. 7.66, а);

$$l_p = (\omega_p \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + \lambda_p) d, \quad (7.48)$$

где коэффициенты ω_p и λ_p принимаются по табл. 28 СНиП 2.03.01-84*;
 R_{bp} — передаточная прочность бетона;

σ_{sp} — величина предварительных напряжений в арматуре (см. ниже).

На длине зоны передачи напряжений принимают линейное изменение предварительного напряжения в арматуре от нуля у краев элемента до рабочих напряжений в сечении, расположенном на расстоянии l_p .

В зоне передачи напряжений от арматуры на бетон необходимо дополнительно упрочнять бетон. Это упрочнение производят постановкой дополнительной арматуры в виде арматурных сеток или спиралей. Арматурные сетки ставятся ближе к краю элемента вокруг предварительно напряженной арматуры, или предварительно напряженная арматура пропускается через четыре ряда сеток, установленных у торцов элемента (рис. 7.66, б), либо она закладывается в спираль, изготовленную из ненапрягаемой арматуры.

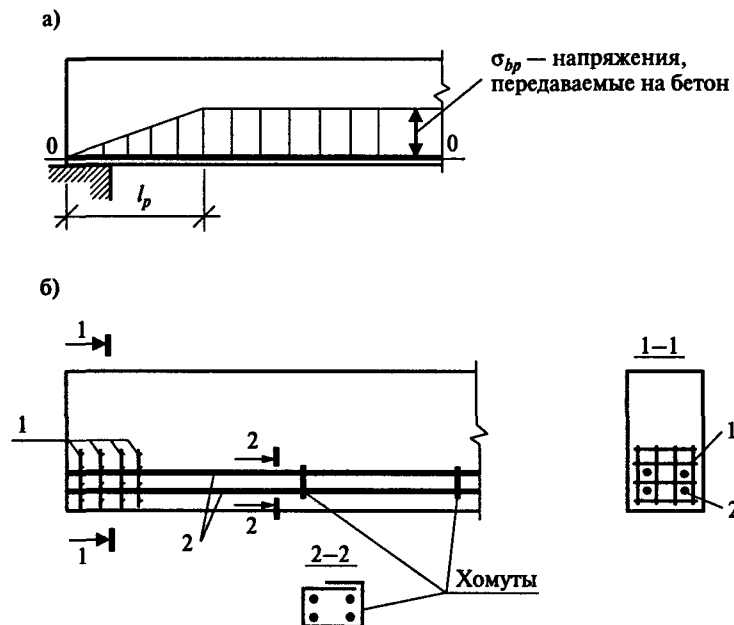


Рис. 7.66. Армирование зоны передачи напряжений: а) длина зоны передачи напряжений; б) дополнительное армирование зоны передачи напряжений: 1 — арматурные сетки; 2 — предварительно напряженная арматура

д) Напряжения в предварительно напряженной арматуре и понятие о расчете

Создаваемые искусственно предварительные напряжения в арматуре и бетоне имеют существенное значение для последующей работы элементов под нагрузкой. Поэтому **величина предварительного напряжения арматуры является важнейшей характеристикой напряженных элементов и обязательно указывается на рабочих чертежах**. При небольшом предварительном напряжении в арматуре и, следовательно, малом обжатии бетона эффект пред-

варительного напряжения с течением времени может быть утрачен вследствие потерь напряжений. При высоких напряжениях в арматуре, близких к сервисному сопротивлению арматуры, в проволочной арматуре возникает опасность ее разрыва при натяжении, а в горячекатаной арматуре появляется опасность развития значительных остаточных (пластических) деформаций.

Напряжением в предварительно напряженной арматуре σ_{sp} и способом его создания задаются перед началом расчета. Ориентировочно напряжение в арматуре принимают $(0,6-0,8)R_{s,ser}$, где $R_{s,ser}$ — сервисное сопротивление арматуры, равное нормативному сопротивлению арматуры (табл. 2.8). Принятое напряжение должно удовлетворять требованиям:

$$\begin{aligned}\sigma_{sp} + p &\leq R_{s,ser}; \\ \sigma_{sp} - p &\geq 0,3R_{s,ser}\end{aligned}\quad (7.49)$$

Значение p при механическом способе натяжения арматуры принимается равным $0,05\sigma_{sp}$, а при электротермическом и электротермомеханическом способах определяется по формуле

$$p = 30 + 360/L, \quad (7.50)$$

где p — в МПа; L — длина натягиваемого стержня (расстояния между наружными гранями упоров), м.

Как уже отмечалось, созданные в арматуре напряжения с течением времени уменьшаются — возникают потери напряжений. Значения потерь напряжений могут достигать 200–250 МПа, их величина зависит от способа изготовления предварительно напряженной конструкции и других факторов.

При определении некоторых потерь предварительного напряжения в арматуре необходимо знать нормальные напряжения обжатия бетона. Их определяют по *приведенным характеристикам* нормального сечения как для упругого тела. Приведение выполняют посредством коэффициента $\alpha = E_s/E_b$, где E_s — модуль упругости арматуры; E_b — модуль упругости бетона. В общем случае предварительно напряженный железобетонный элемент в своем поперечном сечении может содержать арматуру, расположенную (рис. 7.67, б) в растянутой зоне бетона (A_s, A_{sp} — соответственно площадь сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры), и арматуру, расположенную в сжатой зоне бетона (A'_s, A'_{sp} — соответственно площадь сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры).

Приведенные характеристики сечения:

- приведенная площадь сечения

$$A_{red} = A + \alpha_s A_s + \alpha'_s A'_s + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha'_{sp} A'_{sp}; \quad (7.51)$$

- статический момент приведенного сечения относительно растянутого волокна бетона

$$S_{red} = S + \alpha_s A_s a_s + \alpha'_s A'_s (h - a'_s) + \alpha_{sp} A_{sp} a_{sp} + \alpha'_{sp} A'_{sp} (h - a'_{sp}), \quad (7.52)$$

где A — площадь сечения бетона;

S — статический момент площади приведенного сечения относительно крайнего растянутого волокна бетона;

$a_s, a'_s, a_{sp}, a'_{sp}$ — соответственно для ненапрягаемой арматуры и напрягаемой арматуры — расстояния от центров тяжести арматуры до ближайших (верхней или нижней) граней элемента;

- расстояние от крайнего растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = S_{red}/A_{red}; \quad (7.53)$$

- момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I + \alpha_s A_s y_s^2 + \alpha'_s A'_s (y'_s)^2 + \alpha_{sp} A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha'_{sp} A'_{sp} (y'_{sp})^2, \quad (7.54)$$

где $y_s, y'_s, y_{sp}, y'_{sp}$ — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до центров тяжести соответственно ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

Усилия в предварительно напряженном элементе

После отпуска предварительно напряженной арматуры с упоров или при ее натяжении на бетон в сечениях железобетонного элемента возникает *усилие предварительного обжатия* P (рис. 7.67, а), которое может рассматриваться как внешняя сжимающая сила, приложенная с эксцентриситетом e_{op} относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения. Ее определяют как равнодействующую усилий в арматуре, учитывая, что в ненапрягаемой арматуре также возникают напряжения (σ_s, σ'_s), вызванные усадкой и ползучестью бетона и численно равные потерям напряжения в напрягаемой арматуре от этих факторов:

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s, \quad (7.55)$$

где $\sigma_{sp}, \sigma'_{sp}$ — предварительные напряжения в напрягаемой арматуре;

σ_s, σ'_s — предварительные напряжения в ненапрягаемой арматуре, принимаемые равными: в стадии изготовления — потерям

напряжения от быстро натекающей ползучести σ_6 и в стадии транспортирования и эксплуатации — сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона $\sigma_6, \sigma_8, \sigma_9$ (потери см. ниже).

Эксцентриситет приложения усилия предварительного обжатия бетона e_{0p} определяется относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s}{P}. \quad (7.56)$$

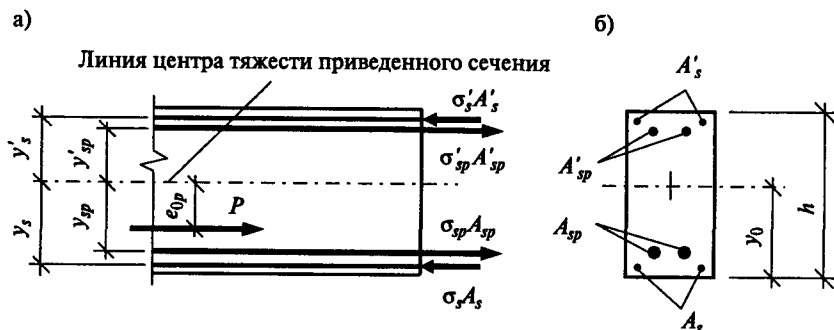


Рис. 7.67. Предварительно напряженный элемент:
а) усилие в предварительно напряженном элементе;
б) сечение предварительно напряженного элемента

Нормальные напряжения в бетоне от усилия обжатия σ_{bp} в общем случае определяют как для внецентренно сжатого упругого элемента по приведенному сечению:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{Pe_{0p} y_0}{I_{red}}, \quad (7.57)$$

где y_0 — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до волокна, в котором определяются напряжения; знак «+» принимают для определения максимальных напряжений и знак «-» — для определения минимальных напряжений.

Потери напряжений в арматуре

Определение потерь напряжений в арматуре рассмотрим для варианта натяжения арматуры на упоры и ограничимся следующими условиями: упорами служат борта стальной формы; элемент для

ускорения твердения подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении; элемент изготавливается из тяжелого бетона классов В15—В40, предварительно напрягаемая арматура — стержневая, располагается в элементе прямолинейно (отсутствуют огибающие приспособления).

При натяжении арматуры на упоры различают первые потери напряжений — $\sigma_{l,1}$, возникающие до обжатия бетона, и вторые потери — $\sigma_{l,2}$, возникающие после обжатия бетона (см. табл. 5 СНиП 2.03.01-84*).

Первые потери

$$\sigma_{l,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6, \quad (7.58)$$

где σ_1 — релаксация напряжений арматуры (уменьшение напряжений в арматуре с течением времени при постоянной ее длине), $\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp}$ (для электротермического способа натяжения стержневой арматуры);

σ_2 — потери напряжений в результате температурного перепада между натянутой арматурой и упорами (температурный перепад возникает при пропаривании бетона для его ускоренного твердения), $\sigma_2 = 1,25\Delta t$ (для бетонов классов В15—В40); при отсутствии точных данных принимается $\Delta t = 65^\circ\text{C}$;

σ_3 — потери напряжений, возникающие в результате деформаций анкеров, расположенных у натяжных устройств; при электротермическом способе натяжения потери от деформаций анкеров в расчете не учитываются, так как они учтены при определении значения полного удлинения арматуры;

σ_4 — потери, возникающие в результате трения арматуры об огибающие приспособления (при отсутствии таких приспособлений эти потери не возникают);

σ_5 — потери, возникающие в результате деформации стальной формы, на которую производят натяжение арматуры; при электротермическом способе натяжения потери от деформации формы в расчете не учитываются, так как они учтены при определении полного удлинения арматуры;

σ_6 — потери в результате быстро натекающей ползучести бетона (возникают в момент передачи напряжений на бетон):

$$\sigma_6 = 40\sigma_{bp}/R_{bp} \quad \text{при } \sigma_{bp}/R_{bp} \leq \alpha;$$

$$\sigma_6 = 40\alpha + 85\beta\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha\right) \quad \text{при } \sigma_{bp}/R_{bp} \geq \alpha,$$

где α и β — коэффициенты, принимаемые: $\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp}$, но не более 0,8;

$\beta = 5,25 - 0,185R_{bp}$, но не более 2,5 и не менее 1,1;

σ_{bp} — определяется на уровне центров тяжести продольной напрягаемой арматуры S и S' с учетом потерь $\sigma_1 - \sigma_5$. В случае тепловой обработки вычисленные потери σ_6 умножаются на коэффициент, равный 0,85.

Вторые потери

$$\sigma_{l,2} = \sigma_8 + \sigma_9, \quad (7.59)$$

где σ_8 — потери напряжений, возникающие от усадки бетона. Для тяжелого бетона классов В35 и ниже $\sigma_8 = 35$ МПа (для бетона В35 и ниже); $\sigma_8 = 40$ МПа (для бетона В40) — потери приведены для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении;

σ_9 — потери от ползучести бетона:

$$\sigma_9 = 150\alpha\sigma_{bp}/R_{bp} \quad \text{при } \sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75;$$

$$\sigma_9 = 300\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,375) \quad \text{при } \sigma_{bp}/R_{bp} > 0,75,$$

где σ_{bp} — то же, что при определении потерь σ_6 , но с учетом потерь $\sigma_1 - \sigma_6$; в случае тепловой обработки при атмосферном давлении $\alpha = 0,85$; R_{bp} — передаточная прочность бетона.

Формулы и более подробные указания для определения потерь напряжений приведены в табл. 5 СНиП 2.03.01-84* (все потери пронумерованы в соответствии с их последовательностью в таблице).

Суммарные потери напряжений

$$\sigma_l = \sigma_{l,1} + \sigma_{l,2}. \quad (7.60)$$

Величина суммарных потерь напряжений принимается не менее 100 МПа.

Коэффициент точности натяжения арматуры

Значение предварительного напряжения в арматуре вводится в расчет с коэффициентом точности натяжения арматуры, который определяется по формуле

$$\gamma_{\sigma} = 1 \pm \Delta\gamma_{\sigma}. \quad (7.61)$$

Знак «плюс» принимается при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения, знак «минус» — при благоприятном.

Значение $\Delta\gamma_{\sigma}$ при механическом способе натяжения арматуры принимается равным 0,1, а при электротермическом и элек-

тротермомеханическом способах натяжения определяется по формуле

$$\Delta\gamma_{\sigma} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{\sigma p}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right), \quad (7.62)$$

но принимается не менее 0,1; здесь p , $\sigma_{\sigma p}$ — то же, что в формулах (7.49, 7.50); n_p — число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента.

Более подробные сведения о расчете и изменениях напряжений в предварительно напряженных элементах — см. пп. 1.23—1.30 СНиП 2.03.01-84*.

Понятие о расчете прочности предварительно напряженных элементов

При расчете прочности предварительно напряженных элементов по нормальному сечению используются те же уравнения прочности и такая же последовательность расчета, что и для расчета ненапрягаемых железобетонных элементов, но при этом расчетное сопротивление арматуры вводится в расчет с коэффициентом условия работы арматуры $\gamma_{\sigma 6}$ (табл. 24* СНиП 2.03.01-84*):

$$\gamma_{\sigma 6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) \leq \eta, \quad (7.63)$$

где коэффициент η принимается для арматуры классов:

A-IV 1,2;

A-V, B-II, Bp-II, K-7, K-19 1,15;

A-VI, At-VII 1,1;

ξ — относительная высота сжатой зоны бетона (табл. 7.5);

ξ_R — граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона (табл. 7.6).

Более подробно — см. п. 3.13* СНиП 2.03.01-84*.

При расчете прочности наклонных сечений (см. параграф 7.4.9) учитывают влияние предварительного напряжения на прочность наклонных сечений, для чего в формулы вводится коэффициент φ_n , который определяется по формуле (7.37)

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_b b h_0},$$

где $N = P$ — усилие предварительного обжатия (определенное с учетом потерь напряжений и коэффициента точности натяжения).

7.4.11. Понятие о расчете сборных железобетонных конструкций на монтажные и транспортные нагрузки

Необходимость расчета на усилия, возникающие при подъеме конструкции, транспортировании и монтаже, вызвана тем, что сечение элемента, запроектированное на восприятие усилий, возникающих при работе в проектном положении, в ряде случаев может не выдерживать усилий при подъеме, транспортировании и монтаже.

При транспортировании и складировании конструкции укладываются на деревянные прокладки, места расположения которых обычно принимаются под монтажными петлями. В момент перевозки из-за неровностей на дорогах железобетонные элементы испытывают динамические нагрузки, при монтаже конструкция также может испытывать динамические нагрузки, хотя и в меньшей степени, чем при транспортировании. Может также поменяться и сам характер работы конструкции; так, например, колонны при эксплуатации работают на сжатие, а при транспортировании и в момент монтажа испытывают изгиб, т.е. работают как балки. Если рассматривать работу плит при транспортировании и монтаже, то эта работа обычно также отличается от их работы в стадии эксплуатации. Плиты при эксплуатации опираются своими концами, а при транспортировании и монтаже монтажные петли (опорные прокладки) устанавливаются ближе к середине, и при подъеме концы плиты консольно свешиваются, что приводит к появлению растяжения в зонах бетона, которые при эксплуатации испытывают сжатие. Поэтому в сборных железобетонных плитах требуется устанавливать дополнительные (монтажные) сетки, которые воспринимают монтажные растягивающие напряжения. Эти сетки не нужны в монолитных плитах, так как они сразу изготавливаются в рабочем положении.

На примере колонны рассмотрим принцип расчета на монтажные и транспортные нагрузки. При расчете элементов на монтажные и транспортные нагрузки учитывается нагрузка от веса элемента, взятая с коэффициентом динамичности (коэффициент динамичности при транспортировании принимается равным 1,6, а при монтаже 1,4).

Колонна транспортируется на прокладках, которые отстоят от ее торцов обычно на расстоянии $l_1 = (1/5 - 1/8)l$ (рис. 7.68, а). Нагрузка, возникающая при транспортировании от веса колонны, взятого с коэффициентом динамичности $q = 1,6bh\gamma_{жб}$, где $\gamma_{жб}$ — удельный вес железобетона (для тяжелого бетона $\gamma_{жб} = 25 \text{ кН/м}^3$).

При транспортировании колонна испытывает изгиб, в ней возникают опорные $M_{оп}$ и пролетные $M_{пр}$ моменты, которые определяются по формулам:

$$M_{оп} = \frac{ql_1^2}{2};$$

$$M_{пр} = \frac{ql_2^2}{8} - M_{оп}.$$

Для монтажа колонна поднимается из горизонтального положения, и в начальный момент подъема она испытывает наибольшие усилия (рис. 7.68, б). Возникающие в ней изгибающие моменты определяются от веса колонны, который принимается с соответствующим коэффициентом динамичности $q = 1,4bh\gamma_{жб}$, где $\gamma_{жб}$ — удельный вес железобетона.

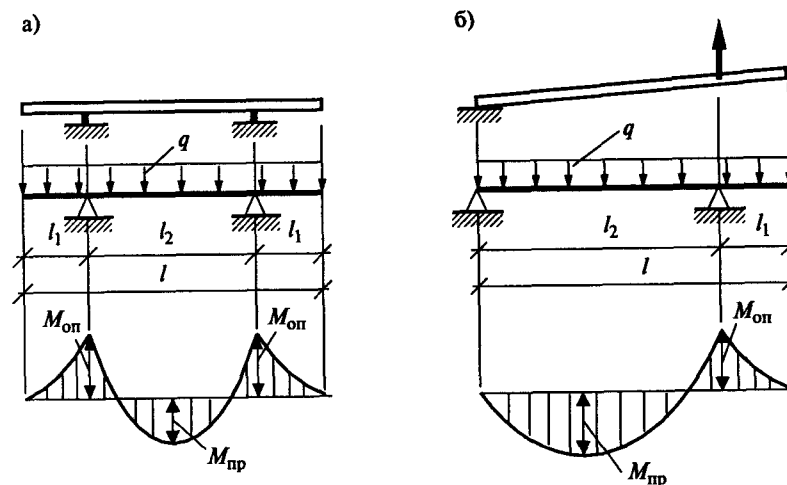


Рис. 7.68. Схемы транспортирования и монтажа колонны:
а) схема транспортирования колонны;
б) схема подъема колонны при монтаже

Изгибающие моменты, возникающие при монтаже, определяются по формулам:

$$M_{оп} = \frac{ql_1^2}{2};$$

$$M_{пр} = \frac{ql_2^2}{8} - 0,5M_{оп}.$$

Нормальные сечения колонны, расположенные в месте действия пролетного момента, имеют растянутую зону, находящуюся в нижней части колонны, а сечения, расположенные в месте действия опорных моментов, имеют растянутую зону в верхней части колонны (рис. 7.69).

Соответственно, часть арматуры колонны, которая попадает в растянутую зону бетона A_s , обеспечивает ее прочность на действие изгибающих моментов.

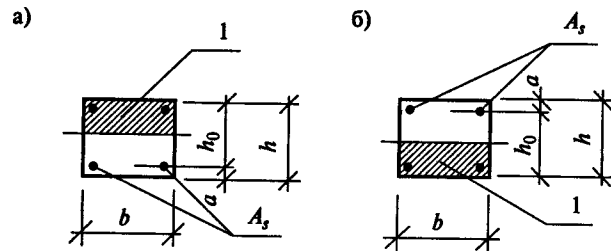


Рис. 7.69. Расположение растянутой зоны бетона: а) в нормальном сечении, расположенном в месте действия пролетного момента; б) в нормальном сечении, расположенном в месте действия опорного момента; 1 — сжатая зона бетона

Несущая способность колонны определяется как для изгибаемого элемента в следующей последовательности:

- находят значение коэффициента $\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}$;
- по табл. 7.5 определяют коэффициент A_0 ;
- находят момент, который способна воспринять колонна (момент сечения):

$$M_{\text{сечен}} = A_0 R_b b h_0^2;$$

- сравнивают момент сечения с моментами, возникающими при транспортировании и монтаже, и если $M_{\text{сечен}} \geq M$, где M — максимальные моменты при подъеме, транспортировании или монтаже, то прочность обеспечена. В случае необеспечения прочности следует увеличить сечение арматуры.

7.4.12. Расчет изгибаемых железобетонных элементов по второй группе предельных состояний

1. Общие сведения

Применение в настоящее время высокопрочных материалов для железобетонных конструкций привело к уменьшению разме-

ров сечений элементов, что обусловило снижение их жесткости и как следствие привело к увеличению прогибов.

Жесткость изгибаемых железобетонных элементов B , в отличие от жесткости конструкций, выполненных из упругих материалов, — величина непостоянная, зависящая от ряда факторов: наличия или отсутствия трещин; статической схемы работы; размера и характера нагрузки; количества арматуры, упругопластических свойств бетона и др. Жесткость железобетонных элементов определяется в зависимости от отсутствия в них трещин или их наличия. Появление трещин очень сильно снижает жесткость элемента.

Железобетонные балки и плиты под нагрузкой изгибаются, и как следствие деформаций в растянутой зоне бетона могут образовываться трещины, так как бетон способен удлиняться незначительно. Образование трещин не приводит к разрушению элемента, так как в местах образования трещин продолжает работать стальная арматура. Целый ряд конструкций может нормально эксплуатироваться при наличии в них трещин, размеры которых не превышают ограничений, установленных нормами, но есть элементы, трещины в которых по условиям эксплуатации не допускаются.

Ширина раскрытия трещин зависит от величины и времени действия нагрузки (длительное воздействие нагрузки приводит к развитию трещин). При уменьшении величины нагрузки трещина также уменьшается, так как арматура работает упруго. В предварительно напряженных конструкциях арматура сжимает бетон с помощью искусственно созданных напряжений, и в случае появления трещин они могут полностью закрываться при уменьшении нагрузки или вообще не возникать. Все вышесказанное привело к необходимости для изгибаемых железобетонных элементов выполнять следующие расчеты в приведенной ниже последовательности:

- расчет по образованию трещин;
- расчет ширины раскрытия трещин;
- расчет по закрытию трещин;
- расчет по деформациям (расчет прогибов с учетом наличия или отсутствия в элементе трещин).

2. Расчет по образованию трещин

Трещины могут образовываться при работе элементов на растяжение, изгиб, внецентренное сжатие.

Расчет по образованию трещин проводится на усилия, возникающие от внешних нагрузок и от предварительного напряжения арматуры. Усилия предварительного напряжения стремятся при-

кладывать в таких местах элемента, где они будут наибольшим образом способствовать закрытию трещин.

При изгибе возможно образование нормальных и наклонных к продольной оси элемента трещин. Для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов расчет по образованию трещин в нормальном сечении производится из условия

$$M_r \leq M_{cr}, \quad (7.64)$$

где M_r — момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется (при изгибе M_r принимается равным внешнему моменту);

M_{cr} — момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин.

Более подробно расчет по образованию трещин — см. пп. 4.1–4.12 СНиП 2.03.01-84*.

3. Расчет по раскрытию трещин

Расчету подлежит определение раскрытия нормальных и наклонных к продольной оси элемента трещин. Как уже отмечалось, в одних конструкциях трещины вообще не допускаются, а в других ограничивается ширина их раскрытия. Все железобетонные элементы в зависимости от требований к трещиностойкости разбиты на три категории:

1-я категория — не допускается образование трещин (полностью растянутые элементы, элементы, воспринимающие давление жидкостей и газов);

2-я категория — допускается ограниченное по ширине непрерывное раскрытие трещин a_{cr1} при условии обеспечения их последующего надежного закрытия (элементы, работающие в грунте при переменном уровне грунтовых вод и имеющие арматуру классов А-V, А-VI, Ат-VII, В-II, Вр-II, К-7, К-19 и некоторые другие элементы);

3-я категория — допускается ограниченное по ширине непрерывное раскрытие a_{cr1} и продолжительное a_{cr2} раскрытие трещин (практически все элементы без предварительного напряжения арматуры и некоторые предварительно напрягаемые элементы). Предельно допустимая ширина раскрытия трещин в различных случаях колеблется от 0,1 до 0,4 мм — см. п. 1.16 СНиП 2.03.01-84*.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяется по эмпирической формуле

$$a_{cr} = \delta \varphi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}, \quad (7.65)$$

где E_s — модуль упругости арматуры.

В формуле учитывается вид напряженного состояния через коэффициент δ (для изгибаемых элементов $\delta = 1,0$); длительность приложения нагрузки учтена при помощи коэффициента φ ; профиль арматуры учитывает коэффициент η (для арматуры периодического профиля $\eta = 1$); учитывается напряжение в арматурных стержнях крайнего ряда σ_s ; количество арматуры в сечении учитывается коэффициентом армирования μ ; учтен диаметр арматуры d , мм.

Вычисляется ширина раскрытия трещины a_{cr1} для непродолжительного действия нагрузки (при этом учитывается совместное действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок) и ширина раскрытия трещин при продолжительном действии нагрузки a_{cr2} (при этом учитываются только постоянные и длительные нагрузки).

Если полученная ширина раскрытия трещин превышает предельно допустимые величины (см. табл. 1, 2* СНиП 2.03.01-84*), требуется увеличивать сечение элемента или применять предварительное напряжение. Подробней расчет — см. пп. 4.13–4.17 СНиП 2.03.01-84*.

4. Расчет по закрытию трещин

При изменении нагрузки, действующей на элемент, трещины могут увеличиваться или уменьшаться. В предварительно напряженных конструкциях, если убрать временную нагрузку, может происходить плотное закрытие трещин. Для конструкций, относящихся ко второй категории трещиностойкости, надежное закрытие трещин после снятия кратковременной нагрузки является обязательным, и для таких конструкций требуется проводить расчет по закрытию трещин (см. пп. 4.19–4.21 СНиП 2.03.01-84*).

5. Расчет железобетонных балок по деформациям

Для ненапрягаемых железобетонных элементов обычно допускается появление трещин в растянутой зоне бетона. После появления трещин растянутая зона разделяется на отдельные блоки, соединенные со сжатой зоной и с арматурой (рис. 7.70).

Появление трещин вносит резкое изменение в напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента. Напряжения в бетоне растянутой зоны около трещин равны нулю, а по мере удаления от трещины увеличиваются, так как между трещинами бетон продолжает работать совместно с арматурой на растяжение. В арматуре, наоборот, напряжения уменьшаются по мере удале-

Коэффициенты для определения прогибов

№ п/п	Схема загрузки консольной балки	Коэффициент ρ_m
1		$\frac{1}{4}$
2		$\frac{1}{3}$
3		$\frac{a(3-a/l)}{6l}$
4		$\frac{5}{48}$
5		$\frac{1}{12}$
6		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Определенные расчетом прогибы f ограничиваются предельными прогибами f_u — см. параграф 7.1.2. В случае если в результате расчета выяснится, что $f_u < f$, следует увеличить сечение элемента или применить предварительное напряжение. Более подробно — см. пп. 4.22–4.35 СНиП 2.03.01-84*.

Примеры расчета изгибаемых элементов

Пример 7.1. По данным примера 3.7 рассчитать балку перекрытия, выполненную из прокатного двутавра (рис. 7.71). Принято,

ния от трещины и достигают наибольших значений в трещине. Деформации бетона сжатой зоны также неравномерны, они достигают наибольших величин над трещинами и существенно уменьшаются между трещинами. Нейтральная ось над трещинами поднимается выше и опускается между трещинами.

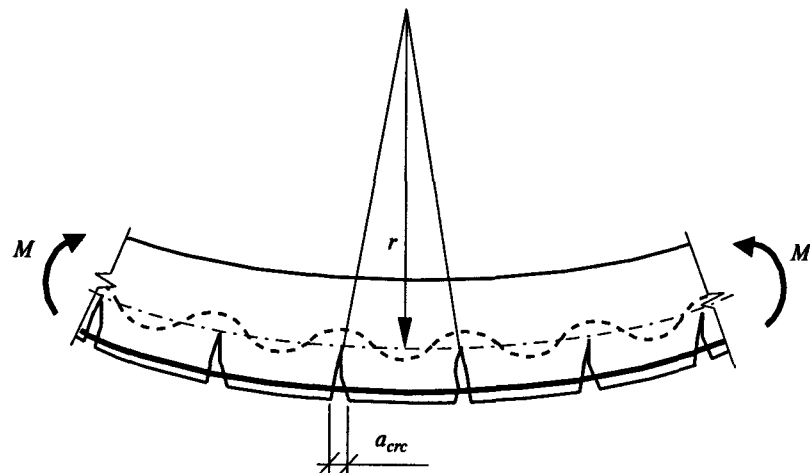


Рис. 7.70. Деформация железобетонного элемента при изгибе

Таким образом, напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента с трещинами очень сложно. Прогибы в таких элементах определяют через кривизну $(1/r)$ по формулам технической механики, но при определении кривизны учитывают возникающее в элементе напряженно-деформированное состояние, а также изменение кривизны при длительном загрузении элемента нагрузкой и в результате действия предварительного напряжения.

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб f определяется по формуле

$$f = (1/r)_m \rho_m l^2, \quad (7.66)$$

где $(1/r)_m$ — кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при действии которой определяется прогиб; ρ_m — коэффициент, принимаемый в зависимости от схемы загрузки по табл. 7.8.

что балка опирается на пилястру и стальную колонну (рассчитанную в примере 5.1). Нагрузку на балку собираем с грузовой площади длиной $l_{гр} = 6,0$ м (см. рис. 3.3). Нагрузка на квадратный метр перекрытия $q''_{\text{перекрытия}} = 9,08$ кПа; $q_{\text{перекрытия}} = 10,58$ кПа. Собственный вес погонного метра балки ориентировочно принимаем $g''_{\text{балки}} = 0,50$ кН/м; $\gamma_f = 1,05$; $g_{\text{балки}} = g''_{\text{балки}} \gamma_f = 0,50 \cdot 1,05 = 0,53$ кН/м. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$.

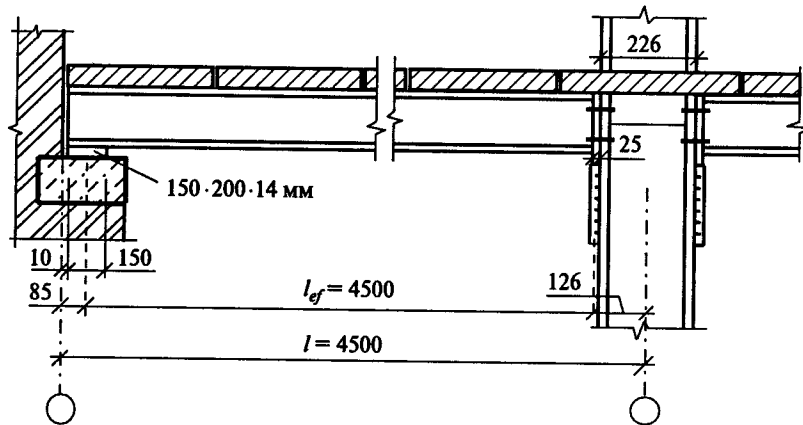


Рис. 7.71. К примеру 7.1 — схема опирания балки на пилястру и стальную колонну; за основу взят пример 3.7 (см. рис. 3.3, 3.4); $l_{гр}$ — расчетная длина балки (расстояние от центра площадки опирания балки на левой опоре до центра площадки опирания на правой опоре)

Решение.

1. Определяем нагрузку, действующую на погонный метр балки:

- нормативная нагрузка

$$q_n = q''_{\text{перекрытия}} l_{гр} + g''_{\text{балки}} = 9,08 \cdot 6 + 0,50 = 54,98 \text{ кН/м} = 0,5498 \text{ кН/см};$$

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

$$q'_l = q''_n - p''_n l_{гр} + p'_n l_{гр} = 54,98 - 4,0 \cdot 6,0 + 1,4 \cdot 6,0 = 39,38 \text{ кН/м} = 0,3938 \text{ кН/см};$$

- расчетная нагрузка

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

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

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

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

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

3. Устанавливаем расчетную схему (рис. 7.72) и определяем максимальную поперечную силу и максимальный момент:

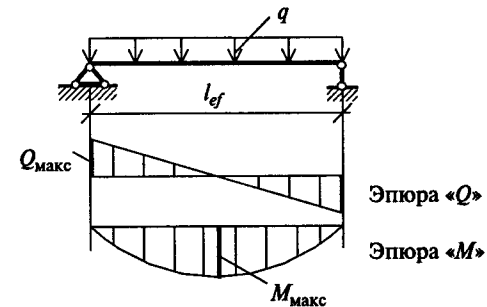


Рис. 7.72. К примеру 7.1.

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

$$M = ql_{гр}^2/8 = 60,81 \cdot 4,29^2/8 = 139,89 \text{ кН·м}.$$

4. По табл. 50* СНиП II-23-81* определяем группу конструкций, к которой принадлежит балка, и задаемся сталью: группа конструкций — 2; принимаем из допустимых к применению сталей сталь С245. Расчетное сопротивление стали по пределу текучести (с учетом, что балка выполняется из фасонного проката и приняв предварительно толщину проката до 20 мм) $R_y = 240$ МПа = 24,0 кН/см² (табл. 2.2). Коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,9$ в соответствии с п. 1 табл. 2.3 (балки под торговым залом магазина).

5. Определяем требуемый момент сопротивления балки W_x :

$$W_x = \frac{M}{R_y \gamma_c} = \frac{139,89}{24 \cdot 0,9} = 647,64 \text{ см}^3.$$

6. По сортаменту (Приложение 1, табл. 2) принимаем двутавр 35Б2, который имеет момент сопротивления близкий к требуемому. Выписываем характеристики двутавра: $W_x = 662,2$ см³; $I_x = 11\,550$ см⁴; $S_x = 373$ см³; толщина стенки $t = 10$ мм; высота $h = 349$ мм; ширина $b = 155$ мм; масса 1 м длины 43,3 кг/м, что близко к первоначально принятой, — оставляем нагрузки без изменения.

7. Проверяем прочность на действие касательных напряжений τ :

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

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

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

8. Проверяем жесткость балки:

- предельный прогиб по эстетико-психологическим требованиям определяется в зависимости от длины элемента по интерполяции (предельный прогиб для балки длиной 4,5 м находится между значениями прогибов для балок длиной 3 м и 6 м и равен (см. табл. 7.4): $f_u = l/175 = 429/175 = 2,45 \text{ см}$;

- предельный прогиб в соответствии с конструктивными требованиями (табл. 7.2) $f_u = l/150 = 429/150 = 2,86 \text{ см}$.

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

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

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

$$f = 0,73 \text{ см} < f_u = 2,45 \text{ см};$$

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

$$f = \frac{5q^n l^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 0,5498 \cdot 429^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 11\,550} = 1,02 \text{ см};$$

$$f = 1,02 \text{ см} < f_u = 2,86 \text{ см};$$

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

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

Пример 7.2. Подобрать сечение деревянной балки для перекрытия магазина. Состав перекрытия (условно) для сравнения с расчетом стальной балки оставляем по данным примера 3.7. Нагрузка на 1 м^2 перекрытия $q_{\text{перекрытия}}^n = 9,08 \text{ кПа}$; $q_{\text{перекрытия}} = 10,58 \text{ кПа}$.

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$. Длина грузовой площади $l_{\text{гр}} = 6 \text{ м}$. Опираем балку выполняем на пилястру и деревянную колонну (рис. 7.73).

Решение.

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

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

$$q^n = q_{\text{перекрытия}}^n l_{\text{гр}} + g_{\text{балки}}^n = 9,08 \cdot 6 + 0,35 = 54,83 \text{ кН/м};$$

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

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

$$q = 63,87 \cdot 0,95 = 60,68 \text{ кН/м}.$$

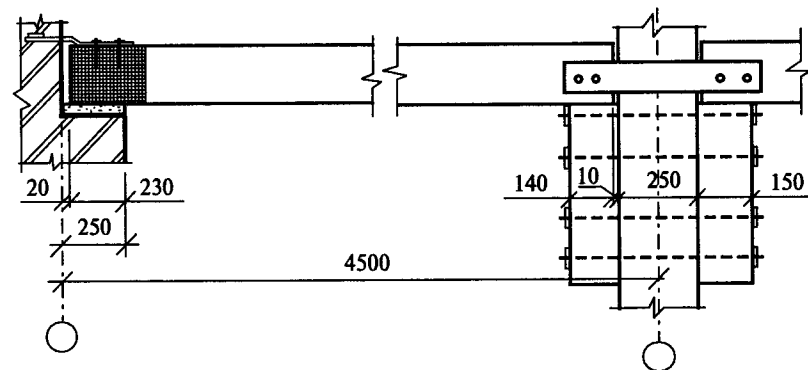


Рис. 7.73. Схема опирания балки — к примеру 7.2

3. Расчетная схема балки — аналогична расчетной схеме стальной балки в примере 7.1 (см. рис. 7.72), только изменилась расчетная длина за счет других условий опирания; расчетная длина балки $l_0 = 4500 - 30 - 230/2 - 140/2 - 250/2 = 4160 \text{ мм}$.

4. Определяем максимальную поперечную силу и максимальный изгибающий момент:

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

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

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

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

269

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \cdot 22,5^3}{12} = 14\,238,3 \text{ см}^4;$$

б) проверяем прочность по нормальным напряжениям:

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

в) проверяем прочность по касательным напряжениям:

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x b} = \frac{12,83 \cdot 949,2}{14\,238,3 \cdot 15} = 0,057 \text{ кН/см}^2 < R_{ск} = 0,144 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность по нормальным и касательным напряжениям обеспечена;

г) проверяем прогибы:

Для проверки прогибов необходимо знать модуль упругости древесины вдоль волокон: $E = 10\,000 \text{ МПа} = 1000 \text{ кН/см}^2$; прогиб по конструктивным требованиям определяется от действия всей нормативной нагрузки, действующей на балку, $q'' = 0,0445 \text{ кН/см}$;

• определяем прогиб по конструктивным требованиям:

$$f = \frac{5q''l_0^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 0,0445 \cdot 478^4}{384 \cdot 1000 \cdot 14\,238,3} = 2,12 \text{ см.}$$

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

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

$$f = \frac{5q_l''l_0^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 0,0301 \cdot 478^4}{384 \cdot 1000 \cdot 14\,238,3} = 1,43 \text{ см.}$$

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

$f = 1,43 \text{ см} < f_u = 2,73 \text{ см}$ — прогиб балки в пределах нормы.

Вывод. Принимаем балку сечением $15 \times 22,5 \text{ см}$ из кедра сибирского, древесина второго сорта.

Пример 7.4. На железобетонную балку действует изгибающий момент $M = 150 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Определить требуемую площадь продольной рабочей арматуры и произвести конструирование сечения балки. Приняты следующие материалы: бетон тяжелый класса В30; коэффициент условия работы $\gamma_{b2} = 0,9$; продольная рабочая арма-

тура класса А-III; для поперечной арматуры принят класс Вр-I; монтажная арматура класса А-III. Сечение балки — см. рис. 7.75.

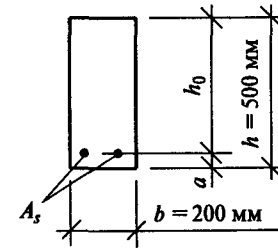


Рис. 7.75. Сечение балки — к примеру 7.4

Решение.

1. Определяем расчетную призматическую прочность бетона $R_b = 17,0 \text{ МПа}$ (табл. 2.6).

2. Определяем расчетное сопротивление арматуры; для диаметров от 10 до 40 мм

$R_s = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$ (табл. 2.8).

3. Задаемся величиной a — расстоянием от центра тяжести арматуры до крайнего растянутого волокна бетона (величину a можно принимать 3—4 см при однорядном расположении стержней в каркасе и больше при двухрядном), принимаем $a = 4 \text{ см}$.

4. Определяем рабочую высоту балки h_0 : $h_0 = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ см}$;

5. Находим значение коэффициента A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{15\,000}{1,7 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,232.$$

$A_0 = 0,232 < A_{0R} = 0,413$ (см. табл. 7.6); коэффициент A_0 меньше граничного значения, следовательно, изменять сечение балки не требуется.

6. По табл. 7.5 находим значение коэффициентов ξ , η ; ближайшее значение коэффициента A_0 в таблице равно 0,236, по нему определяем значения коэффициентов: $\xi = 0,27$; $\eta = 0,865$.

7. Находим требуемую площадь арматуры:

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

8. Задаемся количеством стержней рабочей арматуры. При конструировании балки разрешено ставить стержни в один или в два ряда по высоте каркаса, при ширине балки 200 мм можно установить два или три каркаса в сечении; соответственно количество рабочих продольных стержней может быть 2, 3, 4 или 6 (рис. 7.76).

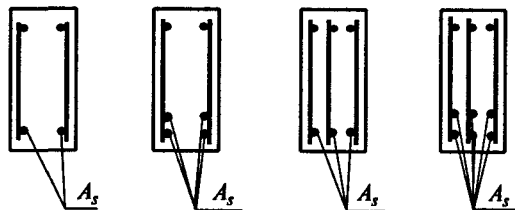


Рис. 7.76. Варианты армирования балки — к примеру 7.4

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

- принимаем 2 стержня рабочей продольной арматуры и определяем их диаметр (находим большее ближайшее значение площади — $12,32 \text{ см}^2$, этой площади соответствуют 2 стержня диаметром 28 мм);
- для 3 стержней ($3\varnothing 22$, А-III, $A_s = 11,40 \text{ см}^2$);
- для 4 стержней ($4\varnothing 20$, А-III, $A_s = 12,56 \text{ см}^2$);
- для 6 стержней ($6\varnothing 16$, А-III, $A_s = 12,06 \text{ см}^2$).

Из возможных вариантов армирования наиболее оптимальным с точки зрения расхода арматуры является вариант с тремя стержнями (меньше всего площадь сечения арматуры). Принимаем армирование: 3 стержня, $\varnothing 22$, А-III, $A_s = 11,40 \text{ см}^2$.

9. Проверяем процент армирования μ :

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

Процент армирования больше минимального, равного 0,05%;

10. Определяем требуемую площадь сечения монтажных стержней: $A'_s = 0,1A_s = 0,1 \cdot 11,4 = 1,14 \text{ см}^2$ (по сортаменту арматуры ближайшее значение площади соответствует диаметру 7 мм, но такая арматура выпускается только классов В-П и Вр-П, которые не применяются в качестве ненапрягаемой арматуры), в качестве монтажной продольной арматуры принимаем $3\varnothing 8$ А-III, $A'_s = 1,51 \text{ см}^2$.

11. Определяем диаметр поперечных стержней d_{sw} . Из условия свариваемости арматуры $d_{sw} \geq 0,25d_s = 0,25 \cdot 22 = 5,5 \text{ мм}$, следовательно, к продольной рабочей арматуре $\varnothing 22 \text{ мм}$ можно приварить стержень $\varnothing 6 \text{ мм}$. Так как арматурная проволока Вр-П выпускается диаметрами 3, 4, 5 мм, а нам необходим $\varnothing 6 \text{ мм}$, принимаем поперечную арматуру класса А-III, площадь сечения поперечной арматуры $A_{sw} = 0,86 \text{ см}^2$ (площадь сечения 3 поперечных стержней $\varnothing 6 \text{ мм}$, находящихся в сечении балки, рис. 7.77).

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

13. Окончательно конструируем сечение элемента, см. рис. 7.77.

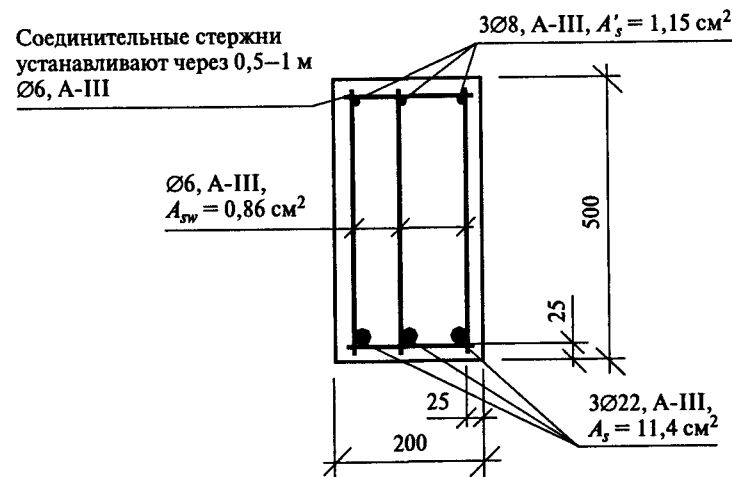


Рис. 7.77. Армирование балки — к примеру 7.4

Вывод. Для армирования сечения балки принимаем: рабочую продольную арматуру $3\varnothing 22$, А-III; монтажную продольную арматуру $3\varnothing 8$, А-III; поперечную арматуру $\varnothing 6$ А-III.

Пример 7.5. Имеется готовая железобетонная балка (рис. 7.78). Необходимо определить несущую способность балки, т.е., какой изгибающий момент она способна выдержать. Материалы: бетон тяжелый класса В25; коэффициент $\gamma_{b2} = 0,9$; продольная рабочая арматура класса А-П.

Решение.

1. Определяем рабочую высоту элемента:

$$h_0 = h - a = 35 - 6,25 = 28,75 \text{ см}.$$

2. Находим расчетное сопротивление арматуры и призмическую прочность бетона:

$$R_s = 280 \text{ МПа} = 28,0 \text{ кН/см}^2; R_b = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2 \text{ (табл. 2.6, 2.8).}$$

3. По сортаменту арматуры (Приложение 3) находим площадь поперечного сечения продольных стержней: $2\varnothing 25$, $A_s = 9,82 \text{ см}^2$.

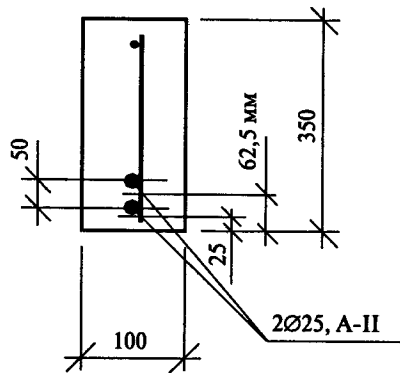


Рис. 7.78. Армирование балки — к примеру 7.5

4. Находим значение коэффициента ξ :

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b \gamma_{b2} b h_0} = \frac{28 \cdot 9,82}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 10 \cdot 28,75} = 0,73.$$

Значение коэффициента $\xi = 0,73$, что больше граничного значения $\xi_R = 0,68$ (табл. 7.6), следовательно, в элементе излишек арматуры; принимаем значение коэффициента $\xi = \xi_R = 0,68$, так как коэффициент не может быть больше граничного значения;

5. По принятому значению коэффициента ξ определяем значение коэффициента A_0 (табл. 7.5): $A_0 = 0,449$.

6. Определяем изгибающий момент, который может выдерживать балка:

$$M_{\text{сечения}} = A_0 R_b \gamma_{b2} b h_0^2 = 0,449 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 10 \cdot 28,75^2 = 4843,2 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Вывод. Балка способна выдержать изгибающий момент $M = 48,43 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Пример 7.6. Подобрать арматуру балки, выполнить конструирование ее нормального сечения. На балку действует изгибающий момент $M = 140 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Материалы: бетон тяжелый В15, коэффициент $\gamma_{b2} = 0,9$; арматура класса А-III. Сечение балки дано на рис. 7.79.

Решение.

1. Выписываем прочностные характеристики бетона и арматуры: $R_b = 8,50 \text{ МПа} = 0,85 \text{ кН/см}^2$; $R_s = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$ (табл. 2.6, 2.8).

2. Предполагая, что арматура будет установлена в два ряда и расстояние между осями стержней равно 60 мм, принимаем величину $a = 8,0 \text{ см}$ (центр тяжести арматуры расположен выше, чем при однорядном расположении арматуры); определяем рабочую высоту балки: $h_0 = h - a = 80 - 8 = 72 \text{ см}$.

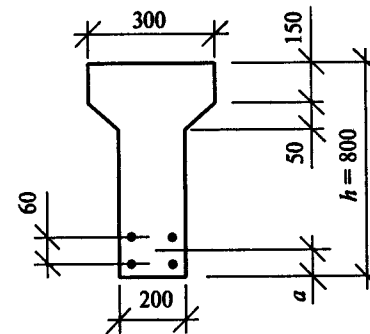


Рис. 7.79. Сечение балки — к примеру 7.6

3. Устанавливаем расчетный случай тавровых элементов:

$$M'_f = R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 15 \cdot (72 - 0,5 \cdot 15) = 22\,204,13 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$M = 14\,000 \text{ кН} \cdot \text{см} < M'_f = 22\,204,13 \text{ кН} \cdot \text{см}$ — имеем первый случай расчета.

4. Определяем коэффициент A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b'_f h_0^2} = \frac{14000}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 72^2} = 0,118 < A_{0R} = 0,440.$$

5. Определяем коэффициент η (табл. 7.5): $\eta = 0,935$.

6. Находим требуемую площадь сечения арматуры:

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{14000}{0,935 \cdot 72 \cdot 36,5} = 5,7 \text{ см}^2.$$

Здесь и далее площадь сечения арматуры принимаем по Приложению 3.

Принимаем $4\text{Ø}14$, $A_s = 6,16 \text{ см}^2$; диаметр поперечных стержней с учетом условий свариваемости $d_{sw} = 0,25 d_s = 0,25 \cdot 14 = 3,5 \text{ мм}$, принимаем $\text{Ø}4$, Вр-I; монтажные стержни $A'_s = 0,1 A_s = 0,1 \cdot 6,16 = 0,616 \text{ см}^2$; принимаем $2\text{Ø}8$, А-III, $A'_s = 1,01 \text{ см}^2$; назначаем защитный слой бетона 20 мм, расстояние между центрами рабочих стержней в каркасе принимаем 60 мм, что обеспечивает свободный проход крупного заполнителя бетона между стержнями арматуры и не приводит к расслоению бетонной смеси. При проектировании балки выяснилось, что фактическое значение величины a меньше принятого при расчете. Расстояние от крайнего растянутого волокна бетона до центра тяжести арматуры $a = 20 + 14/2 + 60/2 = 57 \text{ мм}$, в расчете принято 80 мм; подобное несовпадение допустимо, так как идет в запас прочности.

При высоте балки более 700 мм на ее боковых гранях необходимо ставить конструктивную продольную арматуру (см. п. 5.21 СНиП 2.03.01-84*).

Площадь сечения конструктивных продольных стержней у боковых граней принимается не менее 0,1% площади сечения бетона, имеющего размер, равный по высоте расстоянию между продольными стержнями (рабочими и конструктивными), а по ширине — половине ширины ребра элемента; находим площадь бетона, принимая высоту, равную расстоянию между продольными стержнями, — 35 см, ширину 10 см (половина ширины ребра), $A = 35 \cdot 10 = 350 \text{ см}^2$; при этом площадь конструктивных стержней должна быть равна $0,001 \cdot 350 = 0,35 \text{ см}^2$, принимаем 2Ø6, А-III, площадью 0,57 см².

Сетка для армирования полки принимается из арматуры класса Вр-I. До постановки в форму арматурные сетки изгибаются, а после постановки привязываются тонкой вязальной проволокой к каркасам. Принятое армирование представлено на рис. 7.80.

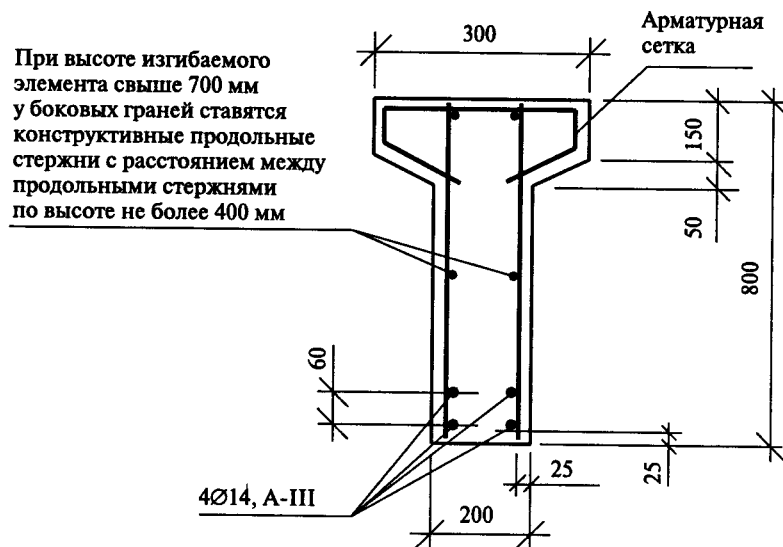


Рис. 7.80. Армирование балки — к примеру 7.6

Пример 7.7. Необходимо найти несущую способность балки таврового сечения. Бетон тяжелый В25; $\gamma_{b2} = 0,9$. Армирование балки изображено на рис. 7.81.

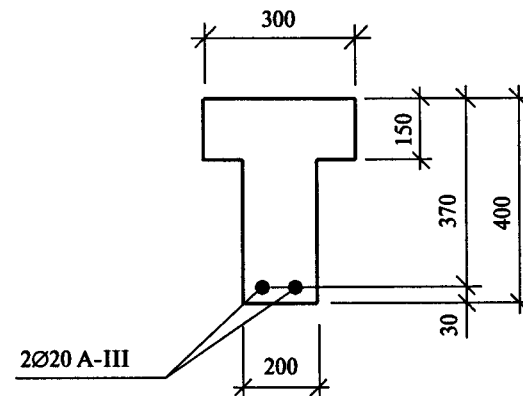


Рис. 7.81. Сечение элемента — к примеру 7.7

Решение.

1. По сортаменту арматуры (Приложение 3) определяем площадь сечения рабочей арматуры (2Ø20): $A_s = 6,28 \text{ см}^2$.

2. Находим расчетные сопротивления бетона и арматуры: $R_b = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2$; $R_s = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$ (табл. 2.6, 2.8).

3. Предполагая, что имеем первый расчетный случай, определяем ξ из уравнения:

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b' h_0} = \frac{36,5 \cdot 6,28}{1,45 \cdot 30 \cdot 37} = 0,142.$$

4. По коэффициенту ξ можем определить высоту сжатой зоны бетона и, сравнив с высотой полки, определить случай расчета. Так как $x = \xi h_0 = 0,142 \cdot 37 = 5,25 < h'_f = 15 \text{ см}$, действительно имеем первый случай расчета (нейтральная ось проходит в полке).

5. По значению коэффициента ξ определяем коэффициент A_0 и сравниваем его значение с граничным A_{0R} (табл. 7.5, 7.6): $A_0 = 0,13 < A_{0R} = 0,422$.

6. Определяем несущую способность элемента:

$$M = R_b \gamma_{b2} b' h_0^2 A_0 = 1,45 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 37^2 \cdot 0,13 = 6967,5 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Вывод. Балка способна выдержать изгибающий момент $M = 69,67 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Пример 7.8. На элемент действует изгибающий момент $M = 110 \text{ кН} \cdot \text{м} = 11\,000 \text{ кН} \cdot \text{см}$. Определить требуемую арматуру и выполнить конструирование сечения элемента. Размеры сечения элемента даны на рис. 7.82.

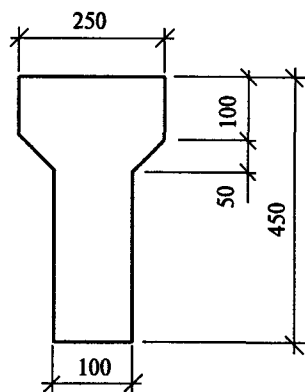


Рис. 7.82. Сечение элемента — к примеру 7.8

Решение.

1. Задаемся бетоном, принимаем бетон тяжелый класса В20; $\gamma_{b2} = 0,9$. По табл. 2.6 находим призменную прочность бетона $R_b = 11,5 \text{ МПа} = 1,15 \text{ кН/см}^2$.

2. Принимаем класс арматуры А-III. Находим расчетное сопротивление арматуры растяжению:

$$R_s = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2 \text{ (табл. 2.8).}$$

3. Задаемся расстоянием от крайнего растянутого волокна бетона до центра тяжести арматуры $a = 4 \text{ см}$. Находим рабочую высоту $h_0 = h - a = 45 - 4 = 41 \text{ см}$.

4. Определяем расчетный случай тавровых элементов:

$$M'_f = R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 1,15 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 10 \cdot (41 - 0,5 \cdot 10) = 9573,7 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$M = 11\,000 \text{ кН} \cdot \text{см} > M'_f = 9573,7 \text{ кН} \cdot \text{см}$; имеем 2-й случай расчета, нейтральная ось проходит в ребре.

5. Определяем значение коэффициента A_0 по формулам второго расчетного случая:

$$A_0 = \frac{M - R_b \gamma_{b2} (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} =$$

$$= \frac{11\,000 - 1,15 \cdot 0,9 \cdot (25 - 10) \cdot 10 \cdot (41 - 0,5 \cdot 10)}{1,15 \cdot 0,9 \cdot 10 \cdot 41^2} = 0,311;$$

$$A_0 < A_{0R} = 0,43 \text{ (табл. 7.6).}$$

6. По табл. 7.5 определяем коэффициент $\xi = 0,38$ (коэффициент определен по ближайшему значению).

7. Находим требуемую площадь арматуры:

$$A_s = \frac{R_b \gamma_{b2} b \xi h_0 + R_b \gamma_{b2} (b'_f - b) h'_f}{R_s} =$$

$$= \frac{1,15 \cdot 0,9 \cdot 10 \cdot 0,38 \cdot 41 + (25 - 10) \cdot 10}{36,5} = 8,53 \text{ см}^2.$$

8. Задаемся количеством стержней и определяем их диаметр. Так как ширина ребра 100 мм, в ребре можно расположить один каркас с одним или с двумя продольными рабочими стержнями. (Располагать два каркаса нельзя, так как между продольной арматурой не будет проходить крупный заполнитель бетона и произойдет расслоение бетонной смеси.) Если принять один стержень, это соответствует $\varnothing 36 \text{ мм}$ с площадью сечения $A_s = 10,18 \text{ см}^2$. Если принять два стержня, это соответствует $\varnothing 25$, $A_s = 9,82 \text{ см}^2$. Принимаем $2\varnothing 25$, $A_s = 9,82 \text{ см}^2$.

9. По условию свариваемости назначаем диаметр поперечного стержня $d_{sw} = 0,25 d_s = 0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ мм}$, принимаем поперечные стержни $\varnothing 8 \text{ мм}$, А-III.

10. Определяем требуемую площадь монтажного стержня: $A'_s = 0,1 A_s = 0,1 \cdot 9,82 = 0,982 \text{ см}^2$; принимаем $1\varnothing 12$, А-III, $A'_s = 1,131 \text{ см}^2$.

11. Конструируем сечение элемента (рис. 7.83).

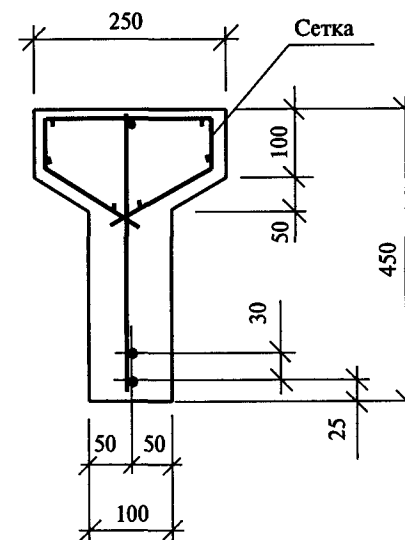


Рис. 7.83. Армирование балки — к примеру 7.8

Пример 7.9. Используя данные примера 3.7, рассчитать железобетонную балку перекрытия, расположенную в осях 1–2 (см. рис. 3.3, 3.4, с. 61, 62). Балка опирается на пилястру и кирпичную колонну. Схема опирания балки приведена на рис. 7.84. Сечение балки прямоугольное 200×400 мм.

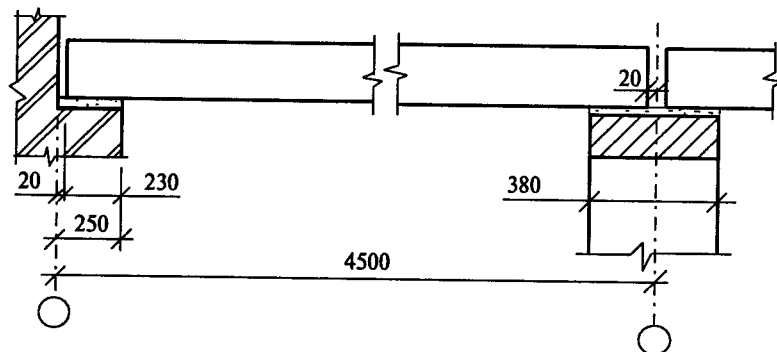


Рис. 7.84. Схема опирания балки — к примеру 7.9

Решение.

1. Собираем нагрузку на 1 погонный метр балки:

• по данным примера 3.7 нагрузка на 1 м^2 перекрытия

$q_{\text{перекрытия}} = 10,58 \text{ кПа}$;

• нагрузка на 1 м от собственного веса балки (удельный вес железобетона $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$) $g_{\text{балки}} = b \cdot h \cdot \gamma_f = 0,2 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 = 2,2 \text{ кН/м}$;

• нагрузка на 1 м балки с учетом ее собственного веса при длине грузовой площади $l_{\text{гр}} = 6,0$ м:

$q = q_{\text{перекрытия}} \cdot l_{\text{гр}} + g_{\text{балки}} = 10,58 \cdot 6 + 2,2 = 65,68 \text{ кН/м}$;

• с учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$ $q = 65,68 \cdot 0,95 = 62,34 \text{ кН/м}$.

2. Определяем расчетную длину балки:

$l_0 = l - 40 - l_{\text{оп}}/2 - l_{\text{оп}}/2 = 4500 - 40 - 230/2 - 170/2 = 4260 \text{ мм} = 4,26 \text{ м}$.

3. Проводим статический расчет (строим расчетную схему, определяем эпюры Q , M и находим максимальные значения поперечных сил и моментов (рис. 7.85):

$Q = q \cdot l_0 / 2 = 62,34 \cdot 4,26 / 2 = 132,78 \text{ кН}$;

$M = q \cdot l_0^2 / 8 = 62,34 \cdot 4,26^2 / 8 = 141,42 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

4. Задаемся материалами: принимаем бетон тяжелый, при твердении подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, класс прочности на сжатие В35, $\gamma_{b2} = 0,9$; арматура стержневая горячекатаная класса А-III. Выписываем прочностные и деформационные характеристики материалов (табл. 2.6, 2.7, 2.8, 2.9):

$R_b = 19,5 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 1,30 \text{ МПа}$; $E_b = 34,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$;
 $R_s = 365 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ (255 МПа — см. примечание к табл. 2.8); $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

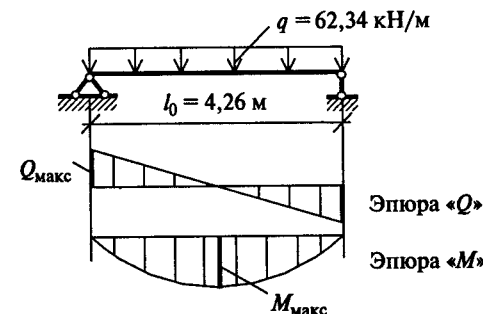


Рис. 7.85. Расчетная схема и эпюры — к примеру 7.9

5. Задаемся расстоянием от центра тяжести арматуры до крайнего растянутого волокна бетона a и определяем рабочую высоту балки h_0 : принимаем $a = 5,0$ см; $h_0 = h - a = 40 - 5 = 35$ см.

6. Находим значение коэффициента A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{14142}{1,95 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 35^2} = 0,329.$$

7. Проверяем, чтобы значение коэффициента A_0 было не больше граничного значения A_{0R} (табл. 7.6); $A_0 = 0,329 < A_{0R} = 0,425$.

8. По табл. 7.5 определяем значение коэффициента η (определяем по ближайшему значению коэффициента A_0): $\eta = 0,79$.

9. Находим требуемую площадь арматуры:

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{14142}{0,79 \cdot 35 \cdot 365} = 14,01 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\varnothing 32$, А-III, $A_s = 16,08 \text{ см}^2$ (Приложение 3).

10. Проверяем процент армирования балки:

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100 = \frac{16,08}{20 \cdot 36,5} \cdot 100 = 2,3\%.$$

Процент армирования больше минимального, равного 0,05%.

11. Определяем монтажную арматуру:

$A_s' \approx 0,1 A_s = 0,1 \cdot 16,08 = 1,608 \text{ см}^2$, принимаем $2\varnothing 12$, А-III;

$A_s' = 2,26 \text{ см}^2$.

12. Определяем диаметр поперечных стержней:

$d_{sw} \geq 0,25 d_s = 0,25 \cdot 32 = 8 \text{ мм}$.

Принимаем поперечные стержни $\varnothing 8$, А-III, $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$ (армирование сечения балки — см. рис. 7.86).

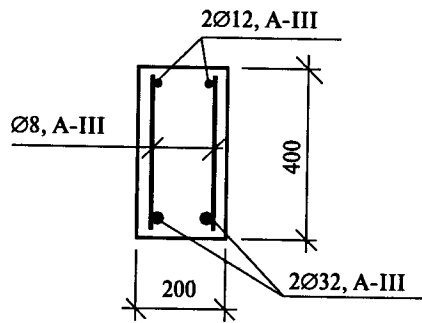


Рис. 7.86. Армирование сечения балки — к примеру 7.9

13. Конструируем каркас балки:

- определяем длину приопорных участков $l/4 = 1/4 \cdot 4500 = 1125$ мм;
- определяем требуемый шаг поперечных стержней на приопорных участках $\bar{s} = h/2 = 400/2 = 200$ мм, что больше 150 мм; принимаем шаг стержней $s = 150$ мм;
- определяем шаг поперечных стержней в середине балки $s = 3/4 h = 3/4 \cdot 400 = 300$ мм, что меньше 500 мм; принимаем шаг 300 мм; при конструировании каркаса размеры приопорных участков незначительно изменяем, чтобы они были кратны принятым шагам поперечных стержней (рис. 7.87).

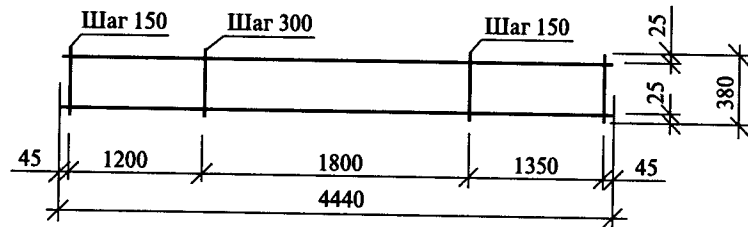


Рис. 7.87. Конструкция каркаса балки — к примеру 7.9

14. Проверяем выполнение условия:

$Q \leq Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_b\gamma_{b2}bh_0 = 0,6 \cdot 1,0,13 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 35 = 49,14$ кН, где $\varphi_{b3} = 0,6$ (для тяжелого бетона); $\varphi_f = 0$ (так как элемент прямоугольного сечения); $\varphi_n = 0$ (так как элемент без предварительного напряжения арматуры); условие не выполняется: $Q = 132,78$ кН $>$ $Q_{b,min} = 49,14$ кН, следовательно, необходимо продолжать расчет.

15. Определяем погонное поперечное усилие, воспринимаемое поперечными стержнями:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{25,5 \cdot 1,01}{15} = 1,717 \text{ кН/см.}$$

16. Находим длину проекции опасной наклонной трещины на горизонтальную ось:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_b\gamma_{b2}bh_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 1,0,13 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 35^2}{1,717}} = 57,78 \text{ см;}$$

$c_0 \leq 2h_0 = 2 \cdot 35 = 70$ см; принимаем в дальнейший расчет значение наиболее короткой проекции наклонной трещины $c = c_0 = 57,78$ см.

17. Определяем поперечное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_b\gamma_{b2}bh_0^2}{c} = \frac{2,0 \cdot 1,0,13 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 35^2}{57,78} = 99,2 \text{ кН.}$$

Проверяем, больше или меньше поперечная сила поперечного усилия, которое воспринимается бетоном: $Q = 132,78$ кН $>$ $Q_b = 99,2$ кН; так как бетон не способен воспринять полностью поперечную силу, следует продолжить расчет и определить поперечное усилие, которое способна воспринять поперечная арматура, — Q_{sw} .

$$18. Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 1,717 \cdot 57,78 = 99,2 \text{ кН.}$$

19. Сравниваем поперечную силу с поперечными усилиями, которые способны воспринимать бетон совместно с поперечной арматурой каркасов:

$$Q = 132,78 \text{ кН} \leq Q_b + Q_{sw} = 99,2 + 99,2 = 198,4 \text{ кН;}$$

условие выполняется, прочность по наклонной трещине обеспечена.

20. Проверяем выполнение условия:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b\gamma_{b2}bh_0 = 0,3 \cdot 1,098 \cdot 0,825 \cdot 1,95 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 35 = 370,9 \text{ кН.}$$

где $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 5,8 \cdot 0,00337 = 1,098 < 1,3$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{34,5 \cdot 10^3} = 5,8;$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs} = \frac{1,01}{20 \cdot 15} = 0,00337,$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b\gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 19,5 \cdot 0,9 = 0,825,$$

где β — коэффициент, принимаемый для тяжелого, мелкозернистого и ячеистого бетона равным 0,01, а R_b подставляется в МПа; условие выполняется, $Q = 132,78$ кН $<$ 370,9 кН, прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Вывод. Выполняем железобетонную балку перекрытия сечением 200 × 400 мм, армируем согласно расчету: рабочая продольная арматура 2Ø32, А-III; монтажная арматура 2Ø12, А-III; попереч-

ные стержни Ø8, А-III поставлены с шагом 150 мм на приопорных участках и с шагом 300 мм в середине балки.

Пример 7.10. Выполнить расчет железобетонной балки таврового сечения по прочности нормального и наклонного сечений.

Нагрузка на погонный метр балки $q = 31,58 \text{ кН/м}$. С учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$ нагрузка на балку $q = 31,58 \cdot 0,95 = 30 \text{ кН/м}$. Бетон тяжелый класса В25; $\gamma_{b2} = 0,9$. Арматура балки класса А-III. Размеры балки — см. рис. 7.88.

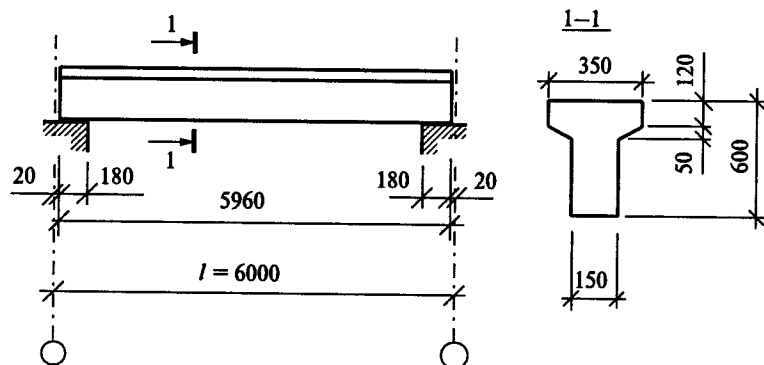


Рис. 7.88. Размеры балки и схема ее опирания на стены — к примеру 7.10

Решение.

1. Определяем расчетную длину балки:

$$l_0 = 60\,000 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 180 / 2 = 5780 \text{ мм} = 5,78 \text{ м}.$$

2. Устанавливаем расчетную схему (рис. 7.89) и производим статический расчет:

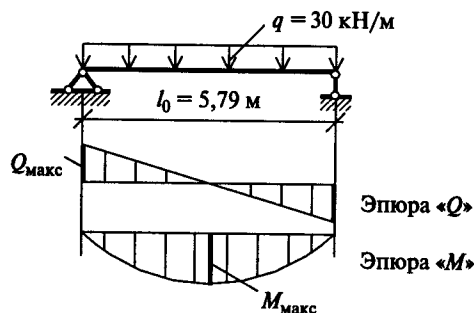


Рис. 7.89. Расчетная схема балки — к примеру 7.10

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{30 \cdot 5,78}{2} = 86,7 \text{ кН};$$

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{30 \cdot 5,78^2}{8} = 125,28 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3. Задавшись величиной a , определяем рабочую высоту сечения $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ см}$.

4. Определяем расчетный случай таврового элемента:

$$M'_f = R_b \phi_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 1,45 \cdot 0,9 \cdot 35 \cdot 12 \cdot (56 - 0,5 \cdot 12) = 27\,405 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$M = 12528 \text{ кН} \cdot \text{см} < M'_f = 27405 \text{ кН} \cdot \text{см}$. имеем первый расчетный случай;

5. Находим величину коэффициента A_0 по формулам первого расчетного случая тавровых элементов:

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b'_f h_0^2} = \frac{12\,528}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 35 \cdot 56^2} = 0,087.$$

Сравниваем значение коэффициента с его граничным значением (табл. 7.6) $A_0 < A_{0R} = 0,422$; находим по таблице 7.5 коэффициент $\eta = 0,955$.

6. Определяем требуемую площадь арматуры:

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{12528}{0,955 \cdot 56 \cdot 36,5} = 6,42 \text{ см}^2;$$

принимаем 2 стержня Ø22, А-III, $A_s = 7,60 \text{ см}^2$.

7. Проверяем процент армирования балки:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100 = \frac{7,60}{15 \cdot 60} \cdot 100 = 0,84\%;$$

процент армирования больше минимального, равного 0,05%.

8. Находим требуемую площадь монтажных стержней: $A'_s = 0,1 A_s = 0,1 \cdot 7,60 = 0,760 \text{ см}^2$, принимаем 2 стержня Ø8, А-III, $A'_s = 1,01 \text{ см}^2$.

9. Поперечные стержни принимаем по условию свариваемости $d_{sw} \geq 0,25 d_s = 0,25 \cdot 22 = 5,5 \text{ мм}$; принимаем $d_{sw} = \text{Ø}6 \text{ мм}$, А-III, $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$. Для армирования полки принимаем сетки из арматуры класса Вр-I: продольные стержни Ø4 мм, поперечные стержни сетки Ø3 мм с шагом 150 мм; армирование сечения балки — см. рис. 7.91.

10. Конструируем каркас балки: приопорные участки принимаем $1/4 l = 1/4 \cdot 6000 = 1500 \text{ мм}$; шаг стержней на приопорных участках $s \leq h/3 = 600/3 = 200 \text{ мм}$; шаг стержней в середине балки $s \leq 3/4 h = 3/4 \cdot 600 = 450 \text{ мм}$; длина каркаса равна $5960 - 20 = 5940 \text{ мм}$; высота $600 - 20 = 580 \text{ мм}$ (рис. 7.90).

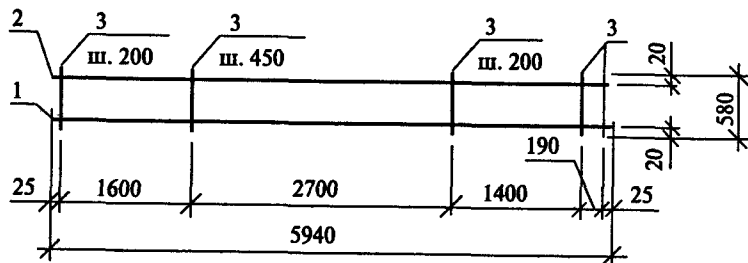


Рис. 7.90. Каркас балки — к примеру 7.10

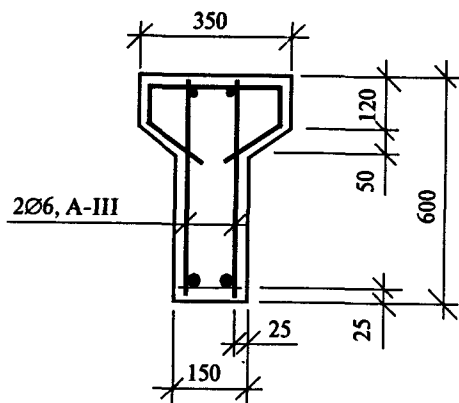


Рис. 7.91. Сечение балки — к примеру 7.10

11. Проверяем выполнение условия $Q \leq Q_{b,min}$:
 $Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_b\gamma_{b2}bh_0 = 0,6 \cdot (1 + 0,214 + 0) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 56 = 57,82 \text{ кН},$

где $\varphi_n = 0$; $\varphi_{b3} = 0,6$; $\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = 0,75 \cdot \frac{(35 - 15) \cdot 12}{15 \cdot 56} = 0,214$;

условие не выполняется, $Q > Q_{b,min}$, продолжаем расчет.

12. Находим погонное поперечное усилие, воспринимаемое поперечными стержнями:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{25,5 \cdot 0,57}{20} = 0,727 \text{ кН/см.}$$

13. Определяем c_0 :

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_b\gamma_{b2}bh_0^2}{q_{sw}}} = \frac{2,0 \cdot 1,214 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 56^2}{0,727} = 121,8 \text{ см};$$

$c_0 > 2h_0 = 2 \cdot 56 = 112 \text{ см}$; принимаем $c = c_0 = 112 \text{ см}$.

14. Находим поперечную силу, воспринимаемую бетоном, Q_b :

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_b\gamma_{b2}bh_0^2}{c} = \frac{2,0 \cdot 1,214 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 56^2}{112} = 96,36 \text{ кН};$$

условие выполняется, $Q = 86,7 \text{ кН} < Q_b = 96,36 \text{ кН}$, следовательно, прочность по наклонной трещине обеспечена.

15. Проверяем выполнение условия прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами:

$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b\gamma_{b2}bh_0 = 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,87 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 46 = 251,46 \text{ кН}.$
 где $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,41 \cdot 0,0019 = 1,07$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{27 \cdot 10^3} = \frac{20 \cdot 10^4}{27 \cdot 10^3} = 7,41;$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs} = \frac{0,57}{15 \cdot 20} = 0,0019;$$

$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b\gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,87$, где $\beta = 0,01$; $R_b = 14,5 \text{ МПа}$;
 условие выполняется, прочность обеспечена.

Вывод. При принятом в расчете армировании прочности нормальных и наклонных сечений балки обеспечены.

Пример 7.11. Рассчитать железобетонную плиту, опирающуюся на две опоры (рис. 7.92). На один квадратный метр плиты действует нагрузка $q \text{ (м}^2\text{)} = 5,0 \text{ кПа}$; $\gamma_n = 0,95$. Толщина плиты $h = 100 \text{ мм}$. Бетон тяжелый класса В15; $\gamma_{b2} = 0,9$. Арматура Вр-I.

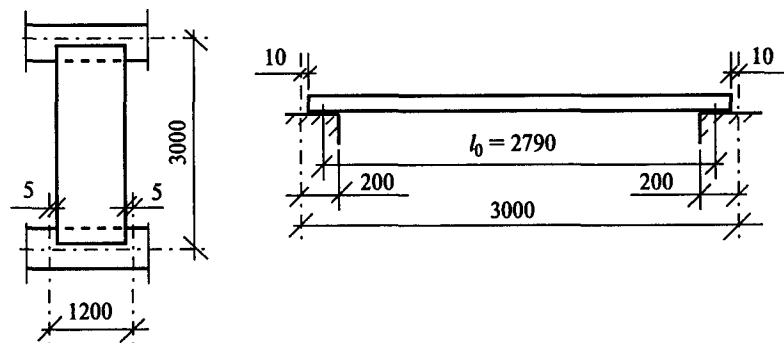


Рис. 7.92. Опираение плиты на стены, размеры плиты — к примеру 7.11

Решение.

1. Нагрузка на 1 м^2 плиты с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$,
 $q \text{ (м}^2\text{)} = 5,0 \cdot 0,95 = 4,75 \text{ кН/м}^2$; вырезаем условно полосу шириной

1 м и определяем нагрузку на один погонный метр полосы:
 $q = q \text{ (м}^2\text{)} \cdot 1,0 \text{ м} = 4,75 \cdot 1,0 = 4,75 \text{ кН/м}$.

2. Определяем расчетный пролет плиты (расстояние между центрами площадок опирания):

$$l_0 = l - 2\delta - 2(l_{\text{оп}} - \delta)/2 = 3000 - 2 \cdot 10 - 2 \cdot (200 - 10)/2 = 2790 \text{ мм} \approx 2,8 \text{ м}.$$

3. Выполняем статический расчет (определяем максимальный момент и поперечную силу) (рис. 7.93):

$$M = ql_0^2/8 = 4,75 \cdot 2,8^2/8 = 4,66 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = ql_0/2 = 4,75 \cdot 2,8/2 = 6,65 \text{ кН}.$$

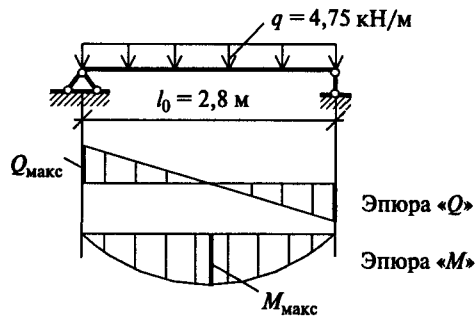


Рис. 7.93. Расчетная схема — к примеру 7.11

4. Определяем расчетные сопротивления материалов: $R_b = 8,5 \text{ МПа}$; $R_{br} = 0,75 \text{ МПа}$ (табл. 2.6); $R_s = 410 \text{ МПа}$ (табл. 2.8).

5. Определяем расчетное сечение условно вырезанной полосы (рис. 7.94), определяем рабочую высоту сечения: задаемся $a = 2,0 \text{ см}$, $h_0 = h - a = 10 - 2 = 8 \text{ см}$.

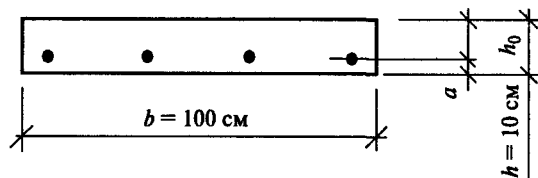


Рис. 7.94. Расчетное сечение полосы — к примеру 7.11

6. Определяем коэффициент A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{466}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,095;$$

$$A_0 < A_{0R} = 0,44 \text{ (табл. 7.6)}.$$

7. По табл. 7.5 определяем коэффициент $\eta = 0,95$.

8. Определяем требуемую площадь арматуры:

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{466}{0,95 \cdot 8 \cdot 41} = 1,5 \text{ см}^2.$$

Учитывая, что арматура рассчитана на один метр ширины плиты, определяем требуемое количество рабочей арматуры на всю плиту: $A_s = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ см}^2$.

Задаемся шагом и определяем количество и диаметр арматуры. Принимаем шаг рабочих стержней $s = 100 \text{ мм}$, на плиту шириной 1190 мм принимаем 12 стержней $\varnothing 5 \text{ мм}$, Вр-I, $A_s = 2,45 \text{ см}^2$; назначаем распределительную арматуру сетки $\varnothing 3 \text{ мм}$ Вр-I, принимаем для нее шаг стержней 250 мм, конструируем арматурную сетку (рис. 7.95);

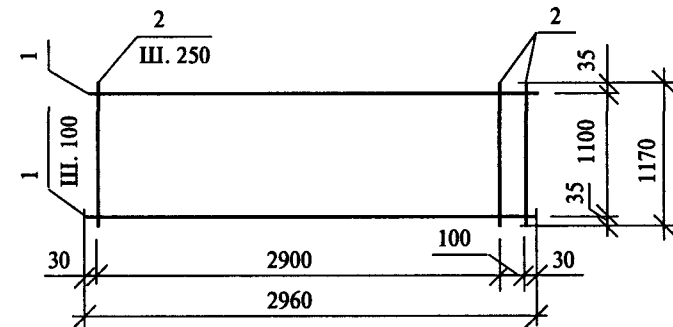


Рис. 7.95. Чертеж рабочей сетки — к примеру 7.11

9. Для обеспечения прочности при транспортировании и монтаже плиты в верхнюю часть сечения плиты ставим монтажную арматурную сетку из арматуры $\varnothing 3 \text{ Вр-I}$ с шагом стержней в обоих направлениях 250 мм.

10. Проверяем прочность плиты по наклонному сечению (в соответствии с требованиями п. 3.32 СНиП 2.03.01-84*) — см. параграф 7.4.9:

$$Q \leq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{br} \gamma_{b2} b h_0 = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 0,075 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 8 = 32,4 \text{ кН};$$

$Q = 6,65 \text{ кН} < 32,4 \text{ кН}$; условие выполняется, прочность обеспечена.

11. Конструируем плиту (рис. 7.96).

Пример 7.12. Определить диаметр предварительно напряженных стержней для армирования железобетонной пустотной плиты с круглыми пустотами. Сечение плиты — рис. 7.97.

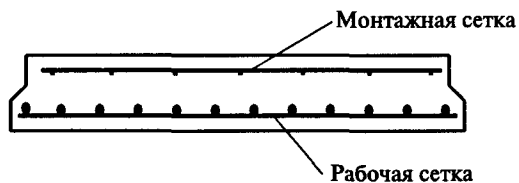


Рис. 7.96. Армирование плиты — к примеру 7.11

Длина плиты $L = 5980 \text{ мм} \approx 6,0 \text{ м}$. На плиту действует изгибающий момент $M = 4100 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

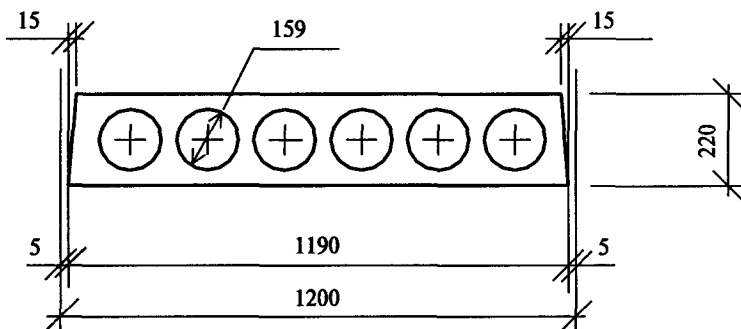


Рис. 7.97. Сечение плиты — к примеру 7.12

Решение.

1. Задаемся классом предварительно напрягаемой арматуры и способом натяжения: принимаем предварительно напрягаемую арматуру класса А-IV, арматура напрягается электротермическим способом.

2. По табл. 7.7 устанавливаем, что класс прочности бетона должен быть не менее В15. Принимаем класс прочности бетона В25, бетон тяжелый, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении; коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$.

3. Выписываем характеристики материалов (табл. 2.6, 2.8): $R_b = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа} = 0,105 \text{ кН/см}^2$; $R_{s,ser} = R_{sn} = 590 \text{ МПа}$; $R_s = 510 \text{ МПа} = 51,0 \text{ кН/см}^2$.

4. Определяем величину p : $p = 30 + 360/L = 30 + 360/6 = 90 \text{ МПа}$, где L — в метрах.

5. Задаемся предварительным напряжением арматуры: обычно величину предварительного напряжения σ_{sp} принимают в пределах $(0,6-0,8)R_{s,ser}$; принимаем $\sigma_{sp} = 0,8R_{s,ser} = 0,8 \cdot 590 = 472 \text{ МПа}$.

6. Проверяем принятое напряжение по условиям:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{s,ser};$$

$$472 + 90 = 562 \text{ МПа} < 590 \text{ МПа};$$

$$472 - 90 = 382 \text{ МПа} > 0,3 \cdot 590 = 177 \text{ МПа};$$

условия выполняются, окончательно принимаем предварительные напряжения в арматуре $\sigma_{sp} = 472 \text{ МПа}$.

7. Определяем расчетное сечение плиты; условно заменяем каждое отверстие на квадраты, и бетон между ними собираем в ребро (рис. 7.98); b'_f — ширина полки, принимается равной ширине плиты по верху; b — ширина ребра:

$$b = b'_f - d_{\text{отверстия}} \cdot n_{\text{отверстий}} = 116 - 15,9 \cdot 6 = 20,6 \text{ см};$$

$$h'_f = \frac{h - d_{\text{отв}}}{2} = \frac{22 - 15,9}{2} = 3,05 \approx 3,0 \text{ см},$$

где h'_f — высота полки. Принимаем $a = 3,0 \text{ см}$ и определяем рабочую высоту сечения: $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}$.

Учитывая, что в растянутой зоне бетона появляются трещины, нижняя полка плиты (находящаяся в растянутой зоне) при расчете прочности не принимается в расчет.

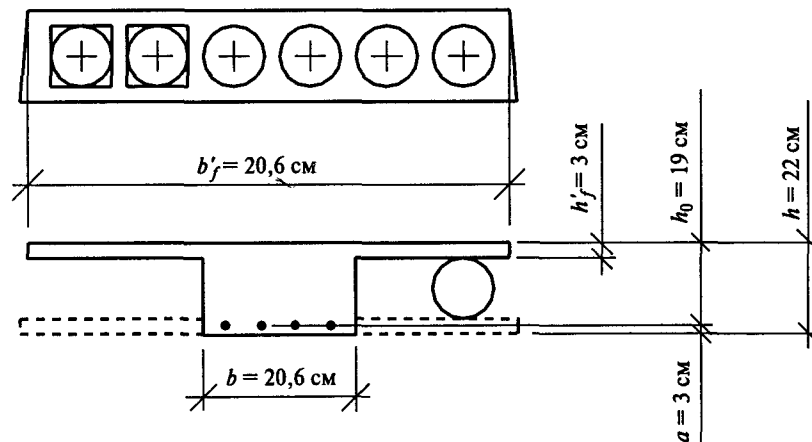


Рис. 7.98. Расчетное сечение плиты — к примеру 7.12

8. Определяем расчетный случай тавровых элементов:

$$M'_f = R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f (h_0 - h'_f/2) = 1,45 \cdot 0,9 \cdot 116 \cdot 3 \cdot (19 - 3/2) = 7947,45 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

так как $M = 4100 \text{ кН} \cdot \text{см} < M'_f = 7947,45 \text{ кН} \cdot \text{см}$, имеем первый случай расчета тавровых элементов.

9. Определяем величину коэффициента A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b_f' h_0^2} = \frac{4100}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 116 \cdot 19^2} = 0,075 < A_{0R} = 0,43.$$

10. По табл. 7.5, 7.6 определяем коэффициенты $\xi = 0,08$; $\xi_R = 0,54$.

11. Находим значение коэффициента γ_{s6} :

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta;$$

$\eta = 1,2$ — для арматуры класса А-IV (п. 3.13* СНиП 2.03.01-84*);

$$\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 1)(2 \cdot 0,08/0,54 - 1) = 1,341; \text{ принимаем } \gamma_{s6} = 1,2.$$

12. Определяем требуемую площадь предварительно напряженной арматуры:

$$A_{sp} = \frac{R_b \gamma_{b2} b_f' \xi h_0}{R_s \gamma_{s6}} = \frac{1,45 \cdot 0,9 \cdot 116 \cdot 0,08 \cdot 19}{51 \cdot 1,2} = 3,76 \text{ см}^2;$$

принимаем предварительно напрягаемую арматуру: 4 стержня $\varnothing 12$, А-IV, $A_{sp} = 4,52 \text{ см}^2$ устанавливаем через два отверстия (рис. 7.99).

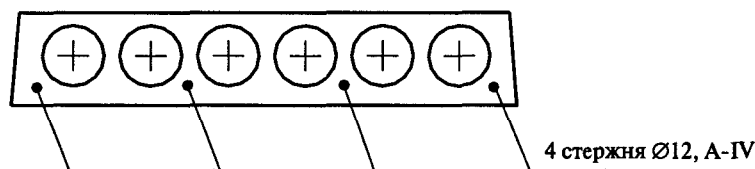


Рис. 7.99. Армирование плиты, напрягаемой арматурой, — к примеру 7.12

Задачи для самостоятельной работы

Задача 7.1. Определить несущую способность стальной балки перекрытия (какой изгибающий момент она способна воспринимать из условий прочности), выполненной из прокатного двутавра 23Б. Сталь С345; коэффициент условия работы $\gamma_c = 1,1$. Балка опирается на стены — рис. 7.100.

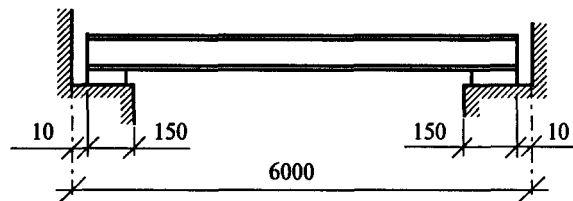


Рис. 7.100. Схема опирания балки — к задаче 7.1

Задача 7.2. Подобрать сечение двутавра. Сталь С245; $\gamma_c = 1,1$. Нагрузка на погонный метр двутавра, включая его собственный вес, $q' = 10,0 \text{ кН/м}$; $q = 11,0 \text{ кН/м}$; $\gamma_n = 0,95$. Проверить прогиб по конструктивным требованиям ($f_u = 1/150$). Для расчета воспользоваться рис. 7.100.

Задача 7.3. Подобрать сечение деревянной балки, выполненной из бревна. Материал — береза, сорт 2. Температурно-влажностные условия эксплуатации В2 (эксплуатация на открытом воздухе в нормальной зоне), $m_b = 0,85$. Нагрузка на один погонный метр балки с учетом ее собственного веса $q' = 6,0 \text{ кН/м}$; $q = 7,5 \text{ кН/м}$; $\gamma_n = 0,95$. Схема опирания балки — рис. 7.101.

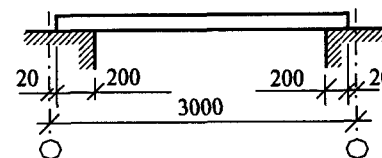


Рис. 7.101. Опирание балки — к задаче 7.3

Задача 7.4. Определить несущую способность (изгибающий момент M) и проверить прогибы по конструктивным требованиям для однопролетной шарнирно опертой балки из бруса. Балка равномерно загружена погонной нагрузкой q . Сечение бруса $150 \times 175 \text{ мм}$. Материал — сосна, сорт 3. Балка подвергнута глубокой пропитке антипиренами под давлением, коэффициент условия работы, учитывающий пропитку антипиренами, — $m_a = 0,9$. Расчетная длина балки $l_0 = 2,5 \text{ м}$. *Примечание.* Установив изгибающий момент M , который способна выдержать балка, определяем расчетную нагрузку из уравнения $M = ql_0^2/8$; затем, приняв значение коэффициента надежности по нагрузкам $\gamma_f = 1,2$, определяем нормативную нагрузку и проверяем прогибы.

Задача 7.5. Определить площадь арматуры и законструировать сечение железобетонной балки. На балку действует изгибающий момент $M = 35 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Размеры балки: высота 250 мм, ширина 450 мм. Бетон тяжелый класса В30; коэффициент $\gamma_{b2} = 0,9$. Продольная арматура класса А-III, поперечная и монтажная арматура класса Вр-I или А-I.

Задача 7.6. Проверить прочность железобетонной балки. На балку действует изгибающий момент $M = 18 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Сечение бал-

ки $b = 200$ мм, $h = 300$ мм. Бетон тяжелый В25; $\gamma_{b2} = 0,9$. Продольная рабочая арматура класса А-III, 2 стержня $\varnothing 28$ мм. Защитный слой бетона $a_b = 30$ мм.

Задача 7.7. Определить несущую способность железобетонной балки (изгибающий момент, который способна выдерживать балка). Сечение балки $b = 150$ мм, $h = 250$ мм. Бетон тяжелый В20; $\gamma_{b2} = 0,9$. Арматура класса А-III, два стержня диаметром 16 мм, $a_b = 3,0$ см.

Задача 7.8. Определить случай расчета прочности нормально го сечения железобетонной тавровой балки. На балку действует изгибающий момент $M = 64,0$ кН·м. Бетон тяжелый В20, $\gamma_{b2} = 0,9$; арматура класса А-IIIС. Сечение балки дано на рис. 7.102.

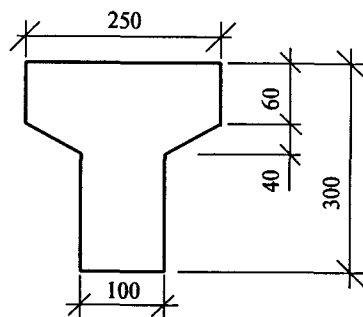


Рис. 7.102. Сечение балки — к задаче 7.8

Задача 7.9. Выполнить расчет прочности нормального сечения железобетонной тавровой балки. На балку действует изгибающий момент $M = 48$ кН·м. Размеры сечения — рис. 7.103. Материалы балки: бетон тяжелый класса В25; $\gamma_{b2} = 0,9$; рабочая продольная арматура класса А-II.

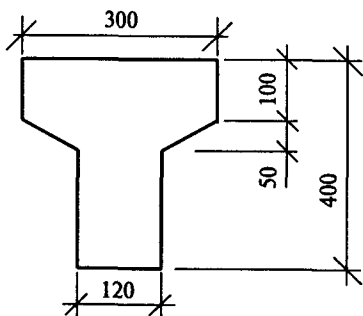


Рис. 7.103. Сечение балки, к задаче 7.9

Задача 7.10. Рассчитать прочность железобетонной балки (нормального и наклонного сечений), законструировать арматуру балки. Нагрузка на один погонный метр $q = 40$ кН/м (с учетом веса балки); $\gamma_n = 0,95$. Материалы: бетон тяжелый, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, класса В20; коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$; продольная рабочая арматура класса А-II; монтажная — класса А-I; поперечные стержни принять класса Вр-I или А-I. Размеры балки — рис. 7.104.

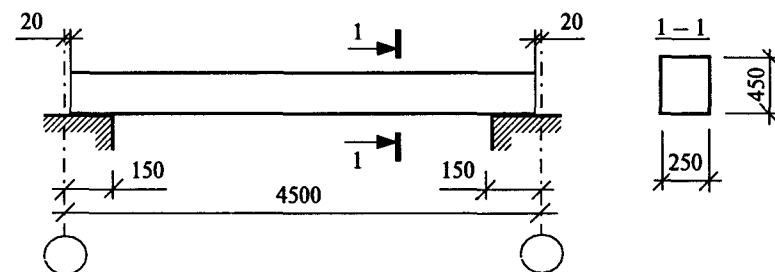


Рис. 7.104. Опираие балки на стены — к задаче 7.10

Задача 7.11. Выполнить расчет прочности нормального и наклонного сечений железобетонной тавровой балки. На балку действует равномерно распределенная нагрузка $q = 32$ кН/м (с учетом веса балки). Материалом балки (бетоном и арматурой) задаться самостоятельно. Размеры балки — рис. 7.105.

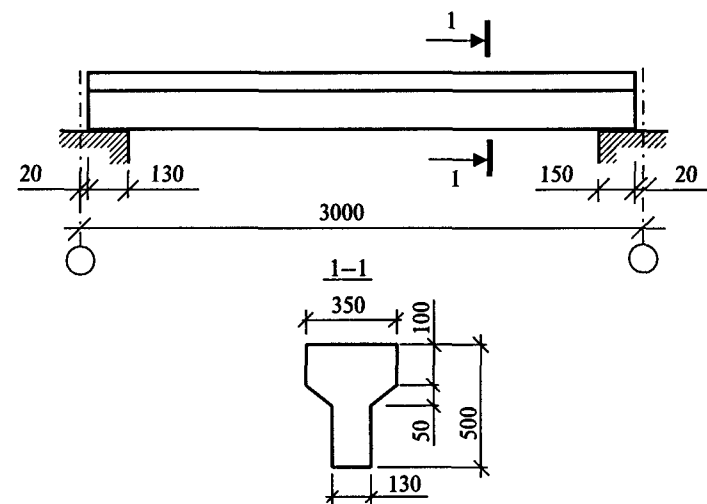


Рис. 7.105. Балка — к задаче 7.11

Задача 7.12.

1. а) Задаться классом арматуры для армирования предварительно напряженной железобетонной балки; классы арматуры принять из перечисленных (А-IV, А-V, А-VI, Вр-II); определить для принятого класса арматуры величины $R_{s,ser}$, R_s ;



Рис. 7.106. К задаче 7.12

б) подобрать класс прочности бетона, используя табл. 7.7;

в) определить величину предварительного напряжения σ_{sp} при длине элемента 9 м и электротермическом способе натяжения арматуры;

г) определить значение коэффициента условия работы γ_{δ} , если принята арматура класса А-V и найдены коэффициенты: $\xi = 0,12$; $\xi_R = 0,56$.

2. Определить коэффициент ϕ_n для расчета прочности наклонного сечения предварительно напряженного элемента. Армирование и сечение элемента принять по рис. 7.106, класс прочности бетона принять по таблице. Коэффициент $\gamma_{b2} = 0,9$.

8. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СОЕДИНЕНИЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Многие строительные конструкции (балки, фермы, арки и др.) имеют большие размеры, и для того чтобы доставить их (автотранспортом, по железной дороге, водным или воздушным путем) от завода, где они изготавливаются, до строительной площадки, они разделяются на отдельные части, которые называются отправочными элементами. После их доставки отправочные элементы соединяются в целую конструкцию и монтируются. Вместе с тем сами отправочные элементы или цельные конструкции сами состоят из еще более мелких узлов и деталей (профилей проката, арматуры, досок, брусьев, железобетонных элементов и т.п.), которые соединяются в более крупные части как на заводах, так и на строительных площадках. Поэтому забота о надежности соединений конструкций между собой, узлов и деталей, из которых они состоят, принимает самостоятельное значение, так как от этого зависит прочность и надежность конструкций и зданий, сооружений в целом. Способы соединения конструкций, выполненных из различных материалов (металла, железобетона, древесины), имеют свои специфические особенности как при проектировании, так и в изготовлении.

8.1. Соединения стальных элементов

8.1.1. Соединения на сварке

Виды сварки

Для соединений элементов металлических конструкций применяют: ручную электродугую сварку; автоматическую и полуавтоматическую сварку под слоем флюса; сварку в среде углекислого газа; сварку порошковой проволокой и др. Материалы для проведения сварочных работ принимаются по табл. 55* СНиП II-23-81*.

При производстве ручной электродуговой сварки используются электроды, марка которых принимается в зависимости от группы и климатического района. Электроды Э42А, Э46А, Э50А, Э60А с повышенными пластическими свойствами применяются для сварки конструкций, относящихся к I-й группе (испытывающих сложное напряженное состояние), или при воздействии на соединение низких температур (климатические районы: I₁, I₂, II₂, II₃). В остальных случаях применяют электроды, в обозначениях которых нет буквы «А» (Э42, Э46, Э50, Э60). За один проход при ручной сварке можно выполнить шов высотой до 8 мм, в случае необходимости выполнения шва большей высоты требуется несколько проходов электродом.

Автоматическая и полуавтоматическая сварка под слоем флюса во много раз производительней ручной сварки, обеспечивает глубокое и более качественное проплавление свариваемых деталей (до 16 мм за один проход). При полуавтоматической сварке механизирована подача сварочной проволоки, а движение сварочного аппарата вдоль шва производится вручную.

Сварка в среде углекислого газа может выполняться вручную или механизированным способом. Углекислый газ подается в сварочную зону и защищает шов от атмосферного воздуха, что способствует получению более качественного шва.

Сварка порошковой проволокой производится с помощью флюса, завернутого в металлическую ленту, который обеспечивает защиту сварочной зоны, раскисление и легирование металла шва, в результате чего получают качественный шов.

Швы сварных соединений делят на заводские и монтажные (выполняемые при монтаже конструкции на строительной площадке); обозначение швов на чертежах — см. табл. 8.1.

Таблица 8.1

Условное изображение сварных соединений

Наименование	Изображения шва	
	Заводской	Монтажный
Шов сплошной с видимой стороны		×××××
То же с невидимой стороны		××× ××× ×××
Шов таврового или нахлесточного соединения сплошной с видимой стороны		×××××××××
То же с невидимой стороны		××× ××× ×××

Виды сварных соединений

Различают следующие виды сварных соединений стальных элементов: стыковые, внахлестку, комбинированные, соединения впритык (рис. 8.1, 8.2, 8.3, 8.4).

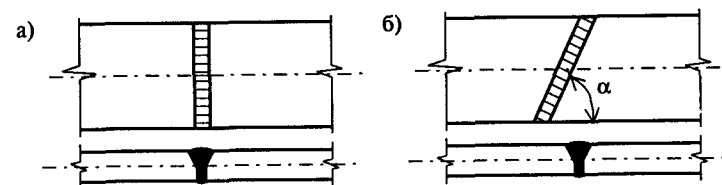


Рис. 8.1. Стыковые сварные соединения: а) прямой стыковой шов; б) косой стыковой шов, $\alpha = 45-60^\circ$

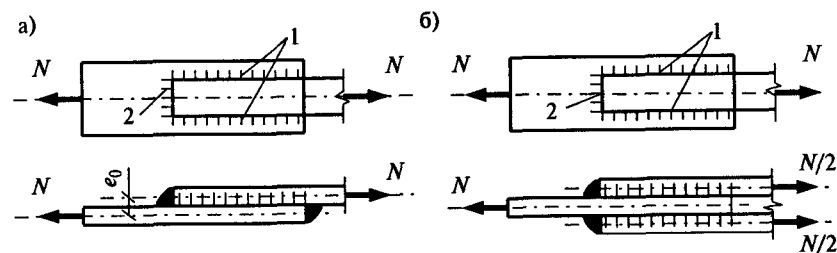


Рис. 8.2. Соединение внахлестку: а) несимметричное соединение; б) симметричное соединение; 1 — фланговый угловой шов 2 — фронтальный угловой шов

Швы, расположенные вдоль усилия, называются фланговыми, поперек — фронтальными (рис. 8.2). При расчетах считается, что фронтальные и фланговые швы работают одинаково. Несимметричное соединение внахлестку (рис. 8.2, а) работает хуже симметричного (рис. 8.2, б), так как в нем образуется эксцентриситет приложения силы e_0 и в сечении возникает изгибающий момент.

Комбинированные соединения представляют собой сочетание стыкового соединения и соединения внахлестку.

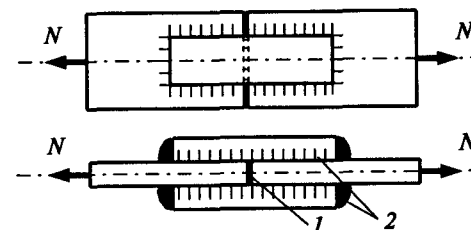


Рис. 8.3. Комбинированное соединение: 1 — стыковой шов; 2 — угловые швы

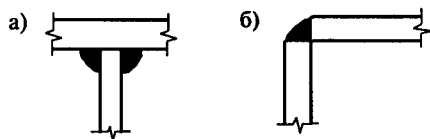


Рис. 8.4. Соединение впритык:
а) тавровое соединение; б) угловое соединение

При выполнении соединений могут возникать пороки шва (некачественные участки): в начале движения электрода — непровар, при отрыве электрода — кратер (рис. 8.5, в). Наличие некачественных участков шва учитывается в расчетах уменьшением длины шва по сравнению с длиной соединяемых элементов. В стыковых швах длина шва уменьшается на две толщины соединяемых элементов, в угловых швах — на 10 мм. Для устранения этих недостатков, швы начинают и заканчивают на технологических планках, при этом расчетная длина шва принимается равной длине соединяемых элементов. Технологические планки после выполнения шва обрубается, а шов шлифуется (рис. 8.5, г).

Сваривая толстые детали, можно не обеспечить полный провар соединяемых элементов, в этом случае образуется непровар корня шва. Непровар корня шва не допускается, в случае его образования производится подварка с другой стороны соединяемых элементов (рис. 8.5, а). При сварке элементов толщиной более 8 мм производят разделку кромок (рис. 8.5, б).

Контроль качества сварных швов осуществляется либо визуально, либо физическими методами (при помощи ультразвуковых или рентгеновских аппаратов). В случае обнаружения брака производится повторная проварка некачественно выполненного участка шва.

Расчет сварных соединений

1. Расчет стыкового сварного шва на растяжение и сжатие

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

$$\sigma_w = \frac{N}{t l_w} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (8.1)$$

где l_w — расчетная длина шва; $l_w = l - 2t$ (рис. 8.6) (при сварке с технологическими планками $l_w = l$);

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

R_{wy} — расчетное сопротивление стыкового шва (при работе на растяжение, изгиб; при визуальном контроле качества шва и руч-

ной или полуавтоматической сварке $R_{wy} = 0,85 R_y$; в остальных случаях $R_{wy} = R_y$, значение R_y — см. табл. 2.2);
 γ_c — коэффициент условий работы.

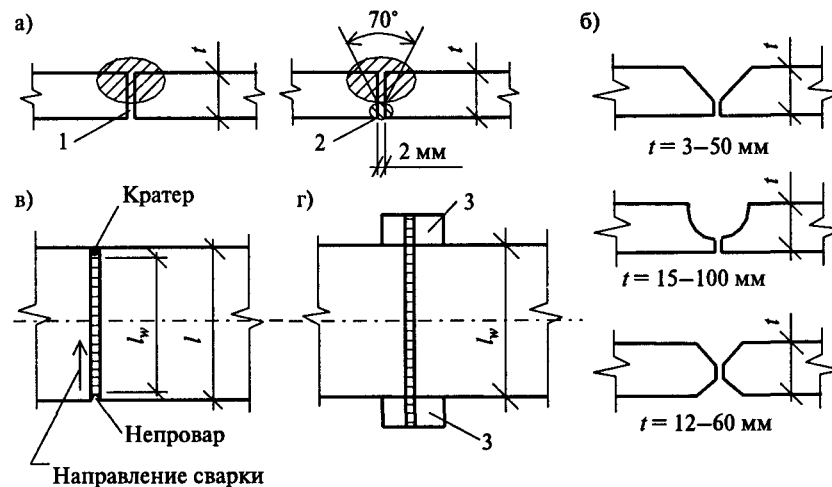


Рис. 8.5. Выполнение сварных соединений: а) подварка корня шва; б) разделка кромок соответственно: V-образная, U-образная, X-образная; в) образование непровара и кратера по длине шва; г) выполнение шва на технологических подкладках; 1 — непровар корня шва; 2 — подварка корня шва; 3 — технологические подкладки

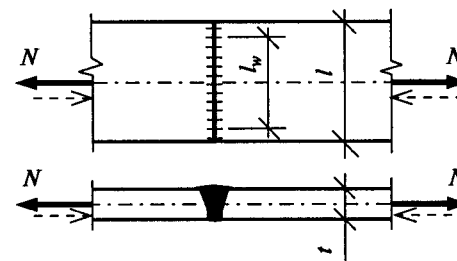


Рис. 8.6. К расчету стыкового сварного шва

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

Применяя для соединения листов косые стыковые швы, тем самым увеличиваем длину шва, и при углах наклона швов $< 67^\circ$

получаем соединение, не уступающее по прочности основному металлу, такие стыковые швы можно не рассчитывать (см. рис. 8.1, б).

2. Расчет углового сварного шва на растяжение и сжатие

Угловые сварные швы рассчитываются по двум сечениям: по металлу шва (сечение 1) и по металлу границы сплавления (сечение 2) (рис. 8.7).

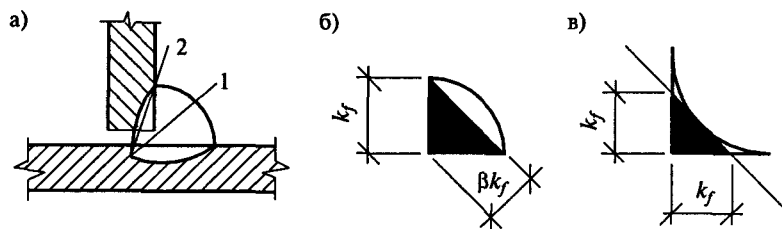


Рис. 8.7. Угловые швы: а) расчетные сечения: 1 — по металлу шва; 2 — по металлу границы сплавления; б) угловой шов «в лодочку»; в) угловой шов; β — коэффициенты по табл. 34* СНиП II-23-81* (соответственно: β_1 для сечения 1 и β_2 для сечения 2)

а) расчет по металлу шва (сечение 1, рис. 8.7):

$$N/(\beta_f k_f l_w) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (8.2)$$

б) расчет по границе сплавления (сечение 2, рис. 8.7):

$$N/(\beta_z k_z l_w) \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c; \quad (8.3)$$

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

γ_{wf} , γ_{wz} — коэффициенты условий работы шва, равные 1,0 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂, и III₃, для которых $\gamma_{wf} = 0,85$ для металла шва с нормативным сопротивлением $R_{wf} = 410$ МПа, $\gamma_{wz} = 0,85$ — для всех сталей; l_w — расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм;

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

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

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

k_f — высота катета шва (см. рис. 8.7). Минимальные катеты швов — см. табл. 38* СНиП II-23-81*.

3. Особенности расчета угловых швов при прикреплении уголков

При расчете прикрепления уголков угловыми сварными швами учитывают, что усилие, действующее на уголок, прикладывается к его центру тяжести и при приварке уголка к фасонке распределяется между швами, выполненными по обушке и по перу уголка (рис. 8.8). Распределение усилия происходит пропорционально площадям, отсеченным у уголка на разрезе линией центра тяжести. В равнополочных уголках на швы по обушке приходится 70% усилия, на швы по перу 30%. Соответственно, при одинаковых по высоте катетах шва длина шва по обушке составит 70%, а по перу 30% от общей длины шва. Общая длина шва определяется по формулам расчета угловых сварных швов.

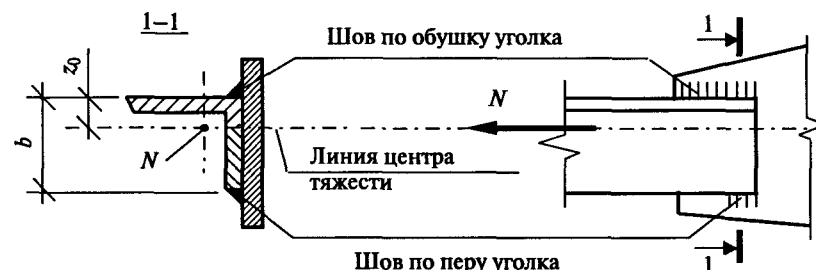


Рис. 8.8. Прикрепление угловыми сварными швами уголка

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

4. Расчет сварных соединений на действие изгибающего момента

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

$$\sigma_w = M/W_w \leq R_{wy} \gamma_c; \quad (8.4)$$

где W_w — момент сопротивления расчетного сечения шва;

σ_w — нормальное напряжение в стыковом шве, возникающее при изгибе.

В случае прикрепления элемента угловыми швами и при воздействии на соединение изгибающего момента, перпендикулярного плоскости швов, расчет производится по двум сечениям по формулам (рис. 8.9, б):

$$\text{по металлу шва } M/W_f \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (8.5)$$

$$\text{по металлу границы сплавления } M/W_z \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c; \quad (8.6)$$

где W_f — момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва; W_z — то же по металлу границы сплавления.

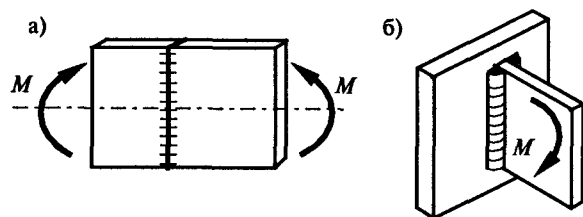


Рис. 8.9. Действие изгибающего момента на сварные швы: а) на стыковой шов; б) на угловые швы

8.1.2. Болтовые соединения

Общие сведения

Болты применяют для соединения металлических конструкций при их монтаже. Болтовые соединения металлических конструкций по сравнению со сварными соединениями более металлоемки, и отверстия для болтов ослабляют сечение соединяемых элементов, но их использование значительно проще, так как не требует сварочного оборудования.

Различают болты грубой, нормальной и повышенной точности, а также высокопрочные болты. Болты делятся на классы, которые обозначаются двумя цифрами (например, 4.8), класс болта принимается по табл. 57* СНиП II-23-81* в зависимости от климатического района строительства и характера болтового соединения, в конструкциях рекомендуется применять болты класса 5.6 нормальной точности.

Таблица 8.2

Условные обозначения отверстий и болтов

Вид отверстия	Обозначение	Виды болтов	Обозначение
Круглое		Постоянные болты в заводских и монтажных соединениях	
Овальное		Временные болты в монтажных соединениях	
		Высокопрочные болты	

Болты грубой и нормальной точности различаются величиной допуска на отклонение диаметра болта от его номинала. Болты ставятся в отверстия диаметром на 2–3 мм больше диаметра болта. Отверстия выполняются продавливанием или сверлением в отдельных элементах. При таком выполнении отверстий в собранном состоянии отверстия в элементах совпадают не полностью, что приводит к неравномерной работе отдельных болтов и повышает деформативность соединения (класс точности В и С). Подобные соединения рекомендуется использовать в монтажных соединениях, где болты работают на растяжение или являются крепежными элементами.

Болты повышенной точности обрабатываются на станках и имеют строго цилиндрическую форму. Диаметр отверстия под такие болты превышает диаметр болта не более чем на 0,3 мм. Отверстия выполняют в заранее собранных элементах сверлением или рассверливая продавленные отверстия. Болты в таких соединениях сидят плотно, что улучшает работу соединения (класс точности А), но выполнение таких соединений усложняется из-за требований повышенной точности.

Высокопрочные болты являются болтами нормальной точности, т.е. ставятся в отверстия большего, чем болт, диаметра. Гайки высокопрочных болтов затягиваются специальными ключами, позволяющими контролировать усилие затяжки. Полученное соединение работает за счет сил трения, которые возникают при действии на него сдвигающих сил. Для увеличения сил трения поверхность соединяемых элементов очищают, обрабатывают дробеструйными аппаратами, проводят огневую очистку и не окрашивают.

Работа и расчет болтовых соединений, выполненных на болтах грубой, нормальной и повышенной точности

В соединениях, работающих на сдвиг (рис. 8.10), расчет ведут на срез болта и на смятие болтами металла соединяемых элементов. В соединениях, выполненных на болтах грубой, нормальной и повышенной точности, силы трения, возникающие при действии сдвигающих сил на соединение, не учитываются.

При расчете на растяжение (рис. 8.11) проводят расчет прочности на растяжение болтов, при этом учитывают площадь болта нетто (по диаметру нарезанной части).

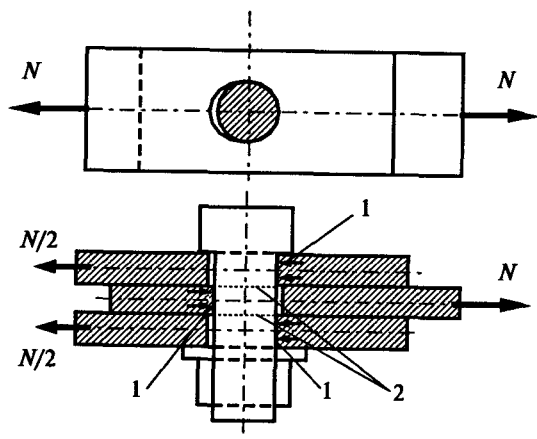


Рис. 8.10. Работа болтового соединения на сдвиг: 1 смятие листов; 2 плоскости среза болта

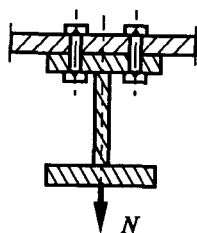


Рис. 8.11. Работа болтового соединения на растяжение

Расчетное усилие N_b , которое может быть воспринято одним болтом, следует определять по формулам при работе:

$$\text{на срез } N_b = R_{bs} \gamma_b A n_s; \quad (8.7)$$

$$\text{на смятие } N_b = R_{bp} \gamma_b d \Sigma t; \quad (8.8)$$

$$\text{на растяжение } N_b = R_b A_{bn}. \quad (8.9)$$

Обозначения, принятые в формулах 8.7, 8.8, 8.9:

R_{bs} , R_{bp} , R_b — расчетные сопротивления болтовых соединений (см. табл. 58*, 59* СНиП II-23-81*);

d — наружный диаметр стержня болта;

$A = \pi d^2 / 4$ — расчетная площадь сечения стержня болта;

A_{bn} — площадь сечения болта нетто (см. табл. 62* СНиП II-23-81*);

Σt — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

n_s — число расчетных срезов одного болта;

γ_b — коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по табл. 8.3.

Таблица 8.3

Коэффициенты условий работы болтовых соединений (табл. 35* СНиП II-23-81*)

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы соединения γ_b
1. Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах: класса точности А класса точности В и С, высокопрочных с нерегулируемым натяжением	1,0
	0,9
2. Одноболтовое и многоболтовое в расчете на смятие при $a = 1,5d$ и $b = 2d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, МПа: до 285 св. 285 до 380	0,8 0,75

Обозначения, принятые в таблице:

a — расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; b — то же между центрами отверстий;

d — диаметр отверстия для болта. *Примечание:* Коэффициенты, установленные в поз. 1 и 2, следует учитывать одновременно.

Количество n болтов в соединении при действии продольной силы N следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{\gamma_c N_{min}}, \quad (8.10)$$

где N_{min} — меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, взятое из условий прочности на срез или смятие (на растяжение для растянутых болтов).

Расстояние между центрами болтов в любом направлении:

- минимальное $2,5d$ (для соединяемых элементов из стали с пределом текучести свыше 380 МПа — $3d$);
- максимальное $8d$ или $12t$.

Расстояние от центра болта до края элемента:

- минимальное вдоль усилия $2d$;
- минимальное поперек усилия, при обрезанных кромках листов $1,5d$, прокатных кромках $1,2d$;
- максимальное $4d$ или $8t$.

Расстояние от центра болта до края элемента для высокопрочных болтов:

- минимальное при любой кромке и любом направлении усилия $1,3d$ (d — диаметр отверстия для болта, t — толщина наиболее тонкого наружного элемента).

Для прикрепления прокатных элементов болтами (уголков, двутавров, швеллеров) необходимо определять расстояние до центра отверстий (риски) по таблицам, приведенным в справочной литературе. Болты расставляются рядами или в шахматном порядке (рис. 8.12).

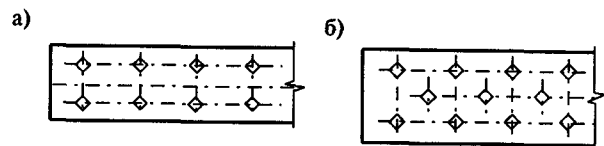


Рис. 8.12. Расстановка болтов: а) рядами; б) в шахматном порядке

Работа и расчет болтовых соединений на высокопрочных болтах

Соединения на высокопрочных болтах работают за счет трения поверхностей соединяемых элементов (рис. 8.13).

Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним болтом,

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \gamma_b A_{bh} \mu}{\gamma_h}, \quad (8.11)$$

где $R_{bh} = 0,7 R_{bun}$ — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта (R_{bun} — наименьшее временное сопротивление болтов, принимается по табл. 61* СНиП II-23-81*);

γ_b — коэффициент условия работы, зависящий от n — количества болтов ($\gamma_b = 0,8$ при $n < 5$; $\gamma_b = 0,9$ при $n = 5-9$; $\gamma_b = 1,0$ при $n > 9$);

A_{bh} — площадь сечения болта нетто (определяется по табл. 62* СНиП II-23-81*);

μ — коэффициент трения, принимаемый по табл. 36* СНиП II-23-81*;

γ_h — коэффициент надежности, принимаемый по табл. 36* СНиП II-23-81*.

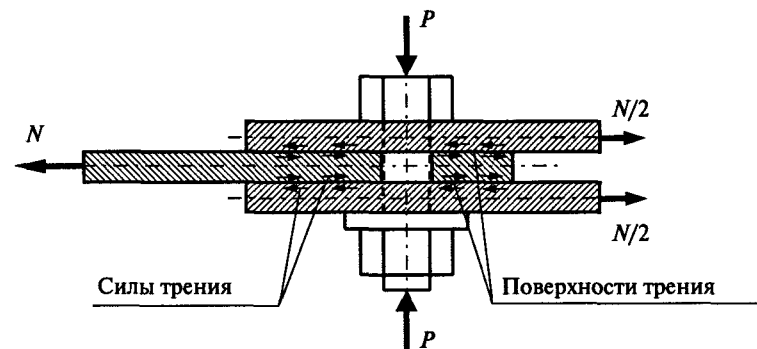


Рис. 8.13. Соединение на высокопрочных болтах

Усилие натяжения высокопрочного болта P контролируется при изготовлении соединения по моменту закручивания или по углу поворота гайки.

$$P = R_{bh} A_{bh}. \quad (8.12)$$

Количество высокопрочных болтов в соединении

$$n \geq N / (Q_{bh} k \gamma_c), \quad (8.13)$$

где k — количество поверхностей трения соединяемых элементов; γ_c — коэффициент условий работы (см. табл. 2.3).

Фундаментные болты

Для соединения базы стальной колонны с фундаментом используются фундаментные болты (анкерные болты).

Фундаментные болты работают на растяжение, которое возникает при передаче на фундамент изгибающих моментов от колонны. Для центрально-сжатых колонн растягивающее усилие принимают условно равным 15% от усилия сжатия колонны, тем самым учитывают случайные изгибающие моменты, которые могут возникнуть в колонне.

Диаметры болтов колеблются от 12 до 140 мм. Расчетные сопротивления болтов принимаются по табл. 60* СНиП II-23-81*.

Болты заделываются в бетон фундамента на глубину анкеровки l , которая зависит от конструкции болтов и диаметра болта (рис. 8.14). Для приведенных конструкций фундаментных болтов длина анкеровки принимается $l \approx 35d$.

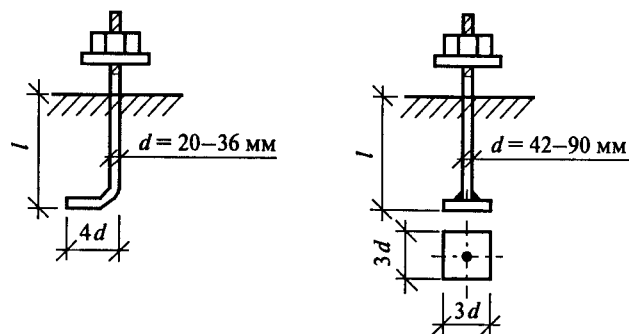


Рис. 8.14. Фундаментные болты

8.2. Соединения деревянных конструкций

Соединения деревянных конструкций выполняют: на клеях, нагелях (цилиндрические стержни, гвозди, шурупы, болты), врубках, растянутых связях (хомуты, скобы, болты).

Соединения деревянных конструкций должны обеспечивать возможность механизированного изготовления, не вызывать большого ослабления сечений соединяемых элементов, не допускать больших деформаций, быть надежными, позволять легко контролировать состояние соединения при его изготовлении и в процессе эксплуатации.

8.2.1. Соединения на клеях

Для склеивания деревянных конструкций применяются водостойкие и биостойкие, резорциновые, фенольно-резорциновые, алкилрезорциновые, фенольные, карбамидно-меламиновые и карбамидные клеи. Выбор клея производится в соответствии с требованиями п. 2.6 СНиП II-25-80 в зависимости от условий эксплуатации конструкций.

Прочность клеевого шва на сдвиг и на отрыв поперек волокон выше, чем прочность склеиваемой древесины. Вследствие этого

клееные деревянные конструкции рассматриваются при расчетах как цельные элементы, не подверженные сдвигу в соединениях.

При склеивании можно создавать рациональные формы элементов, исключить или рассредоточить по длине пороки древесины, использовать качественную древесину на наиболее напряженных участках сечения, а в слабо нагруженных местах сечения применять древесину второго и третьего сортов.

При изготовлении клееных конструкций влажность древесины должна быть не более 15%, доски строганные, толщиной обычно не более 33 мм. После выполнения клееной конструкции она строгается. В элементах прямоугольного сечения слои склеиваемых досок можно располагать горизонтально и вертикально. Стыки досок выполняют, как правило, зубчатым шипом и реже соединением на «ус» (рис. 8.15).

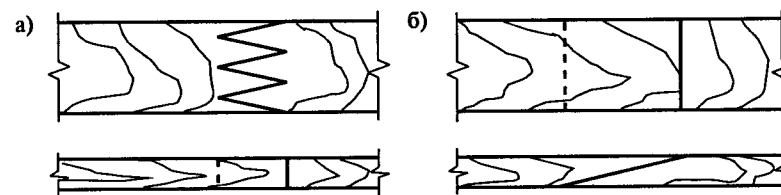


Рис. 8.15. Стыки досок: а) зубчатым шипом; б) на «ус»

По длине элемента стыки соседних соединяемых элементов должны располагаться вразбежку с расстоянием между стыками не менее 20 толщин наиболее толстой соединяемой доски или бруска. При этом в одном сечении конструкции соединяют не более 25% всех досок или брусков, в том числе в наиболее напряженной зоне не более одной доски или бруска. Швы склеиваемых кромок в пакетах следует сдвигать не менее чем на толщину слоя δ (рис. 8.16, а).

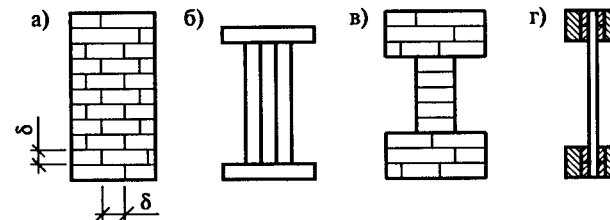


Рис. 8.16. Сечения клееных балок: а) балка из досок, склеенных горизонтально; б) балка из досок, склеенных вертикально и горизонтально; в) балка таврового сечения; г) клееная балка с фанерной стенкой

8.2.2. Нагельные соединения

Нагельные соединения применяются для сплачивания сжатых или растянутых элементов (досок, брусьев, бревен), они работают на восприятие сдвигающих усилий. К цилиндрическим нагелям относятся: стальные стержни (штыри, болты), стальные трубчатые стержни, деревянные стержни (из дуба), гвозди, шурупы т.п.

При расчете нагельных соединений различают симметричные и несимметричные соединения (рис. 8.17). Нагели в соединениях работают на изгиб, а соединяемые элементы на смятие. При расчете нагельных соединений определяют усилие, воспринимаемое одним нагелем при изгибе, — T_n и при смятии средних и крайних элементов — T_c , T_a (табл. 8.4) и по наименьшему значению усилия находят требуемое количество нагелей n_n :

$$n_n = \frac{N}{Tn_{ш}}, \quad (8.14)$$

где $n_{ш}$ — число расчетных швов одного нагеля.

Нагели в соединении располагаются рядами или в шахматном порядке, гвозди могут располагаться также и косыми рядами. Расстояние между нагелями определяется в соответствии с указаниями пп. 5.18, 5.19, 5.20, 5.21 СНиП II-25-80.

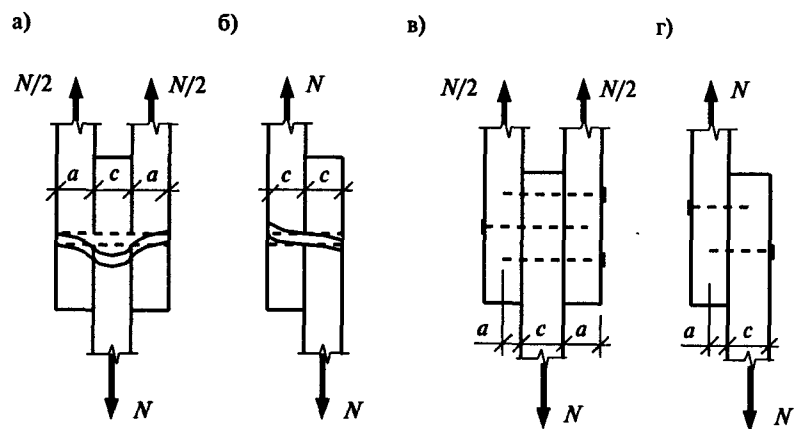


Рис. 8.17. Нагельные и гвоздевые соединения: а) симметричное на болтах или штырях; б) несимметричное на болтах или штырях; в) симметричное на гвоздях; г) несимметричное на гвоздях, где a — толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений, см; c — толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений, см

Выполняя нагельное соединение на стальных цилиндрических нагелях, часть штырей заменяют болтами (25—40%), что препятствует расслоению соединяемых элементов. Длина штырей принимается равной толщине соединяемых элементов, концы штырей закругляют. Нагели, за исключением гвоздей диаметром до 6 мм, ставятся в заранее просверленные отверстия диаметром на 0,2—0,5 мм меньше диаметра нагеля. Гвозди диаметром до 6 мм забиваются без сверления отверстий.

Таблица 8.4

Извлечение из табл. 17 СНиП II-25-80

Схемы соединений	Напряженное состояние соединения	Расчетная несущая способность T на один шов сплачивания (условный срез), кН
		Гвоздя, стального нагеля
1. Симметричные соединения	Смятие в средних элементах	$0,5cd$
	Смятие в крайних элементах	$0,8ad$
2. Несимметричные соединения	Смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	$0,35cd$
	Смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5c$	$0,25cd$
	Смятие в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,35c$	$0,8ad$
3. Симметричные и несимметричные соединения	Изгиб гвоздя	$2,5d^2 + 0,01a^2$, но не более $4d^2$
	Изгиб нагеля из стали	$1,8d^2 + 0,02a^2$, но не более $2,5d^2$

8.2.3. Соединения на врубках

Врубками называют соединения деревянных элементов, в которых усилия передаются с одного элемента на другой непосредственно через плоскости соприкосновения. Врубки применяются в конструкциях, изготавливаемых из бруса и бревен. Часто в качестве опорных узлов ферм применяются лобовые врубки с одним зубом (рис. 8.18).

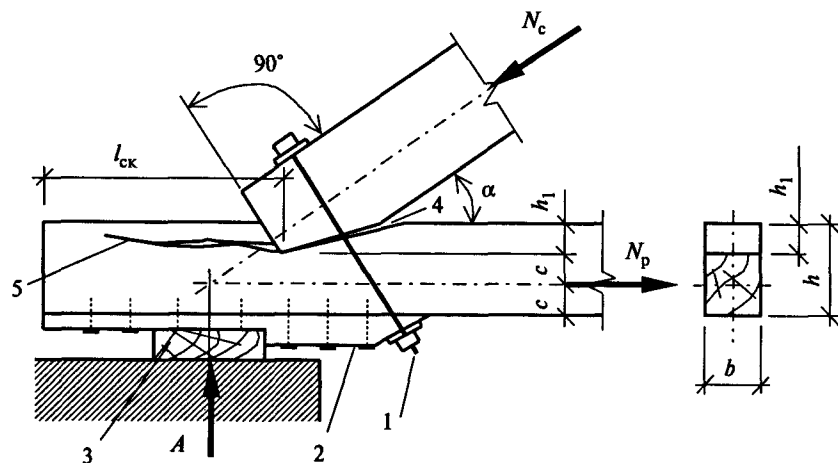


Рис. 8.18. Лобовая врубка с одним зубом:
1 — стяжной болт; 2 — подбалка;
3 — пристенный брус; 4 — зазор;
5 — возможное скалывание древесины

Лобовая врубка с одним зубом рассчитывается на смятие (от усилия N_c , действующего под углом α к направлению волокон сминаемого элемента) и на скалывание. Длина плоскости скалывания $l_{ск}$ принимается не менее $1,5h$, где h — полная высота сечения скалываемого элемента. Глубина врубки h_1 принимается не более $1/4h$ в промежуточных узлах и не более $1/3h$ в остальных случаях, при этом глубина врубки должна быть не менее 2 см в брусках и не менее 3 см в бревнах. На случай аварийного скалывания врубки ставится стяжной болт диаметром 12–24 мм. В нижней части врубки гвоздями прибивается подбалка, служащая для фиксации фермы на пристенном бруске. Зазор, который устраивается между верхним и нижним поясами, компенсирует возможное набухание древесины, которое в случае отсутствия такого зазора будет способствовать скалыванию врубки.

Для соединений двух сжатых элементов, например в верхних поясах ферм, применяют простой лобовой упор (рис. 8.19). Передача сжимающих усилий в лобовом упоре происходит непосредственно «торец в торец», и элементы работают на смятие вдоль волокон, или возможна передача усилий под углом к волокнам элементов (рис. 9.17). Для предотвращения смещения элементов с двух сторон стыка ставят накладку на стяжных болтах диаметром 12–16 мм.

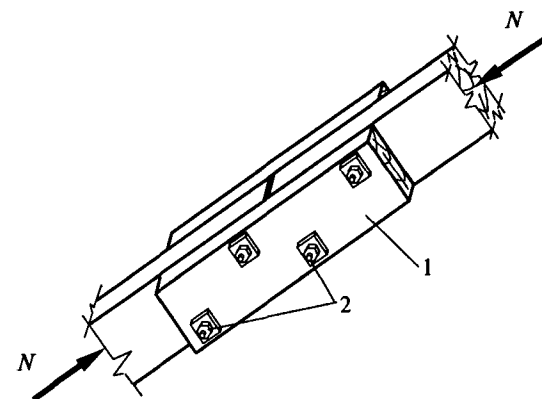


Рис. 8.19. Врубка — лобовой упор: 1 — накладки; 2 — стяжные болты

8.3. Соединения сборных железобетонных элементов

Сборные железобетонные элементы соединяются между собой при монтаже. Конструкции стыков должны быть простыми по технологии их осуществления, обеспечивать необходимую прочность, жесткость и долговечность, вместе с тем стыки стремятся делать менее металлоемкими.

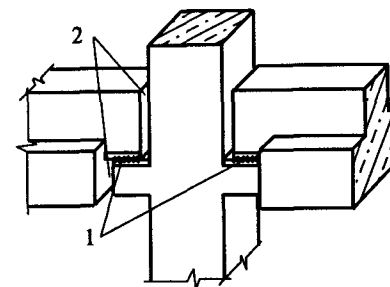


Рис. 8.20. Вариант стыка ригеля с колонной:
1 — монтажные сварные швы закладных деталей ригеля и колонны;
2 — зазоры заполняются бетоном на мелком щебне

Стыки ригелей с колоннами выполняют жесткими (рис. 4.20) или шарнирными (рис. 8.20). Наиболее жесткие стыки получают путем соединения выпусков рабочей арматуры, состыковывая ее

при помощи сварки (с применением накладок или используя ванную сварку) либо соединяя рабочую арматуру через закладные детали. Приваривая только опорные закладные детали (без сварки верхней рабочей арматуры ригеля), получаем шарнирное соединение ригеля с колонной. После соединения арматуры стыки моноличивают, заполняя все зазоры между элементами бетоном на мелком щебне.

Стыки железобетонных колонн также могут выполняться путем соединения рабочей арматуры ванной сваркой с последующим замоноличиванием. Для более точной передачи нагрузки по оси колонн предусматривают центрирующие площадки, выполняемые из стали или из бетона (рис. 8.21).

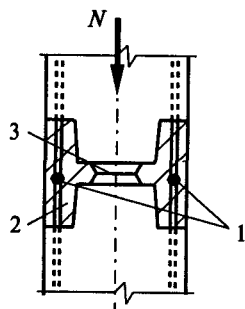


Рис. 8.21. Стык колонн: 1 — ванная сварка; 2 — бетон на мелком щебне; 3 — центрирующие площадки

Для стыковки арматуры при монтаже используют электродугую сварку. При этом, если диаметр свариваемых стержней $d \geq 20$ мм, возможно применять ванную сварку, которую выполняют в инвентарных (медных) формах. При диаметре арматуры меньше 20 мм выполняют электродугую сварку с круглыми накладками (рис. 8.22). Существуют и другие способы соединения стержней.

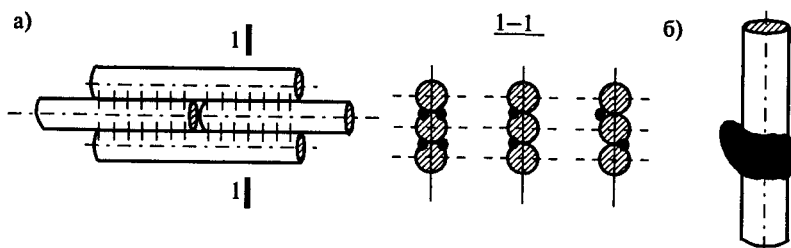


Рис. 8.22. Стыки арматуры:
а) с круглыми накладками; б) стык на ванной сварке

Выпуски арматуры должны обеспечивать возможность осуществления стыка. Для компенсации неточностей в размерах выпусков в стыках может предусматриваться вставка арматуры, длина которой подгоняется по месту и принимается не менее $4d$ или 150 мм.

Соединение различных железобетонных конструкций между собой (ребристых плит с балками или фермами, колонн с навесными стеновыми панелями и др.) возможно выполнять, сваривая их закладные детали, которые заранее предусматриваются в конструкциях. Закладные детали выполняют из листового или фасонного проката с приваренными анкерами, которые должны обеспечивать надежную заделку закладной детали в бетоне. Длина анкерных стержней l_{an} (рис. 8.23) принимается не менее $15d_{an}$, где d_{an} — диаметр анкера, и они принимаются не менее 250 мм. При выполнении соединения анкеров с пластиной сварка выполняется под слоем флюса.

В пластинах закладных деталей, расположенных при бетонировании на верхней поверхности изделия и закрывающих всю или большую часть грани бетонируемого элемента, предусматриваются отверстия для выхода воздуха при укладке бетона. Отверстия в пластинах могут выполняться и для временной фиксации к формам закладной детали. Толщина пластин закладных деталей зависит от действующей на них нагрузки и принимается не менее 4 мм и не менее $0,65d_{an}$.

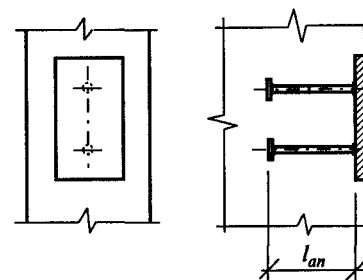


Рис. 8.23. Стальная закладная деталь

Для препятствия сдвигу железобетонных элементов относительно друг друга в стыке могут выполняться бетонные или цементные шпонки. Шпонки, например, предусматриваются в торцах плит перекрытия (рис. 8.24), что способствует объединению плит перекрытия в единый жесткий диск.

Промежуточным решением между сборными и монолитными конструкциями являются сборно-монолитные железобетонные конструкции. В сборно-монолитных конструкциях стыки выпол-

няются через петлевые выпуски арматуры, через которые дополнительно может пропускаться продольная арматура (рис. 8.25).

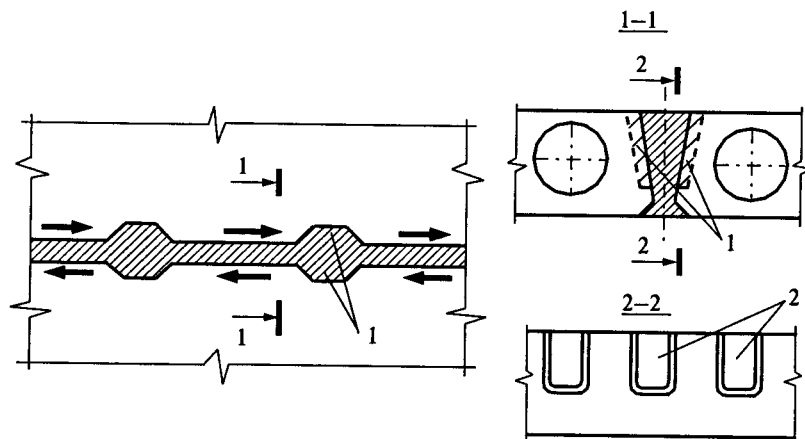


Рис. 8.24. Стык плит: 1 — цементно-песчаные шпонки; 2 — углубления по боковым поверхностям плиты для устройства шпонок

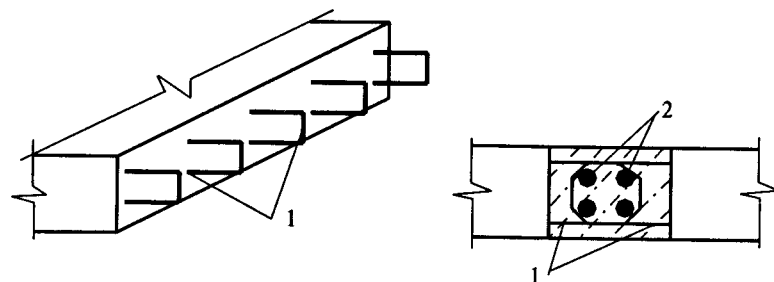


Рис. 8.25. Сборно-моноклитный стык: 1 — петлевые выпуски арматуры; 2 — продольная арматура, пропущенная через петлевые выпуски арматуры

Примеры расчета соединений

Пример. 8.1. Определить ширину соединяемых элементов l из учета обеспечения прочности стыкового сварного шва. Растягивающая сила $N = 280$ кН; $\gamma_n = 0,95$; $\gamma_c = 1,0$. Сварка ручная электродуговая с визуальным контролем качества шва. Соединяемые листы из стали С245, толщиной $t = 6$ мм (рис. 8.26).

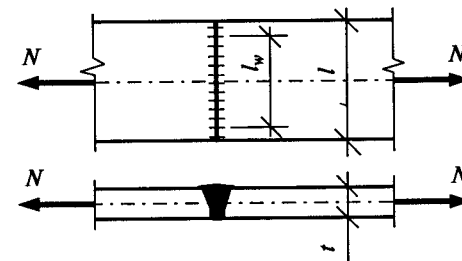


Рис. 8.26. Определение ширины листов — к примеру 8.1

Решение.

1. Определяем нагрузку с учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$:

$$N = 280 \cdot 0,95 = 266 \text{ кН.}$$

2. Находим расчетное сопротивление стали:

$$R_y = 240 \text{ МПа} = 24,0 \text{ кН/см}^2 \text{ (табл. 2.2).}$$

3. Определяем расчетное сопротивление стыкового сварного шва (так как шов работает на растяжение при визуальном контроле качества), $R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 24,0 = 20,4 \text{ кН/см}^2$.

4. Определяем расчетную длину шва:

$$l_w = N / R_{wy} \gamma_c = 266 / 20,4 \cdot 1,0 = 13,04 \text{ см.}$$

5. Находим длину шва с учетом непровара и кратера:

$l = l_w + 2t = 13,04 + 2 \cdot 0,6 = 14,24$ см; округляем и принимаем ширину листов и, соответственно, длину шва $l = 14,5$ см.

Вывод. Принимаем ширину свариваемых листов $l = 14,5$ см.

Пример 8.2. Рассчитать прикрепление двух уголков 100×8 к фасонке фермы толщиной $t = 10$ мм. Уголки и фасонка фермы выполнены из стали С345. На стержень действует растягивающее усилие $N = 300$ кН; $\gamma_n = 1,0$. Сварка ручная электродуговая. Климатический район строительства II₄. Коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,95$ (рис. 8.27).

Решение.

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

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

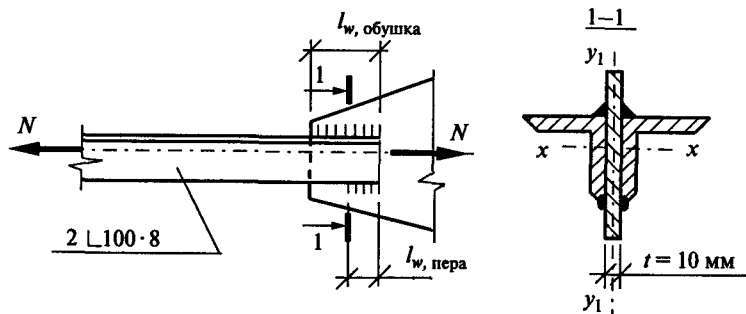


Рис. 8.27. Прикрепление стержня фермы к фасонке — к примеру 8.2

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

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

5. Устанавливаем для климатического района II₄ коэффициенты: $\gamma_{wf} = 1,0$; $\gamma_{wz} = 1,0$.

6. Определяем расчетную длину швов по металлу шва:

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

7. Определяем расчетную длину швов по металлу границы сплавления:

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

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

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

с учетом непровара принимаем

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

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

с учетом непровара принимаем

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

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

Пример 8.3. Запроектировать стык листов толщиной $t_n = 10 \text{ мм}$ из стали С245 ($R_{un} = 370 \text{ МПа}$, $R_y = 240 \text{ МПа}$). Листы соединяются болтами через накладки $t_n = 6 \text{ мм}$ из стали С245 (рис. 8.28). Усилие, приходящееся на соединение, $N = 300 \text{ кН}$; $\gamma_n = 1,0$; $\gamma_c = 1,0$.

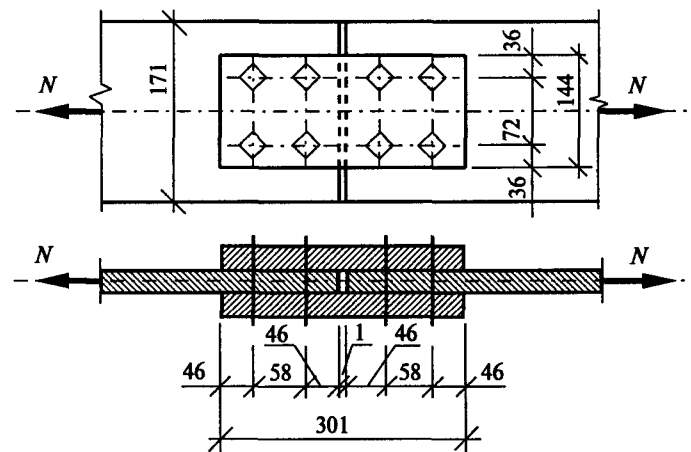


Рис. 8.28. Болтовое соединение с накладками — к примеру 8.3

Решение.

1. Принимаем, что стык выполняется на болтах нормальной точности. Класс прочности болтов назначаем в соответствии с табл. 57* СНиП II-23-81* для климатического района II₄, и при работе на срез принимаем болты класса прочности 4.8 диаметром 20 мм; отверстия назначаем диаметром 23 мм. Класс точности В.

Определяем расчетные сопротивления $R_b = 160 \text{ МПа} = 16,0 \text{ кН/см}^2$; $R_{bp} = 450 \text{ МПа} = 45,0 \text{ кН/см}^2$ (см. табл. 58*, 59* СНиП II-23-81*).

2. Определяем коэффициент $\gamma_b = 0,9$ (табл. 8.3).

3. Определяем площадь сечения болта $A = 3,14 \text{ см}^2$ (для определения площади болта можно воспользоваться табл. 62* СНиП II-23-81*).

4. Наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов $\Sigma t = t_n = 10 \text{ мм}$ для соединяемых листов и $\Sigma t = 12 \text{ мм}$ для накладок. Принимаем меньшее значение $\Sigma t = 10 \text{ мм}$.

5. Количество плоскостей среза $n_s = 2$.

6. Находим несущую способность одного болта:

- на срез $N_b = R_b \gamma_b A n_s = 16 \cdot 0,9 \cdot 3,14 \cdot 2 = 90,43 \text{ кН}$;

- на смятие $N_b = R_{bp} \gamma_b d \Sigma t = 45,0 \cdot 0,9 \cdot 2,0 \cdot 1,0 = 81,0 \text{ кН}$.

7. Определяем количество болтов, необходимых для обеспечения прочности соединения (по каждую сторону от стыка): принимаем 4 болта: $n \geq \frac{N}{\gamma_c N_{min}} = \frac{300}{1,0 \cdot 81,0} = 3,7$.

8. Устанавливаем минимальные расстояния:

- между центрами отверстий $a = 2,5d = 2,5 \cdot 23 = 57,5$ мм;
- от края элемента до центра отверстия: вдоль усилия $b_1 = 2d = 2 \cdot 23 = 46$ мм;
- поперек усилия (при обрезанных кромках листов) $b_2 = 1,5d = 1,5 \cdot 23 = 34,5$ мм.

9. Определяем:

- максимальные расстояния между осями болтов: $a = 8d = 8 \cdot 23 = 184$ мм, или $12t_n = 12 \cdot 6 = 72$ мм;
- максимальное расстояние от центра болта до кромки элемента $b = 4d = 4 \cdot 23 = 92$ мм или $8t_n = 8 \cdot 6 = 48$ мм.

10. Определяем размеры сечения соединяемых листов (накладок) с учетом наличия ослаблений. Требуемая площадь нетто:

$$A_n = N / (R_y \gamma_c) = 300 / (24 \cdot 1,0) = 12,5 \text{ см}^2;$$

требуемая площадь брутто сечения листов (накладок):

$A_{листа} = A_n + A_{ослаблений} = 12,5 + 2 \cdot 2,3 \cdot 1,0 = 17,1 \text{ см}^2$ (учтено, что в наиболее слабое поперечное сечение попадает два отверстия под болты);

- определяем требуемую ширину соединяемых листов:

$$b_{листа} = A_{листа} / t_{л} = 17,1 / 1,0 = 17,1 \text{ см};$$

- с учетом того, что в поперечном сечении работают две накладки, требуемая ширина накладок:

$$b_n = A_{листа} / 2t_n = 17,1 / (2 \cdot 0,6) = 14,25 \text{ см}.$$

11. Конструируем соединение листов

Вывод. Принимаем по каждую сторону от стыка по 4 болта диаметром 20 мм, поставленные в отверстия диаметром 23 мм. Отверстия выполняем продавливанием. Размеры накладок 301×144 мм. Расстояния между осями отверстий принимаем в пределах допускаемых нормами величин.

Пример 8.4. Рассчитать прикрепление двутавровой балки к нижнему поясу фермы болтами класса 4.6 диаметром 16 мм (рис. 8.29). На балку действует растягивающая сила $N = 80$ кН, $\gamma_n = 1,0$. Нижний пояс фермы выполнен из уголков 110×8, сталь С345. Двутавр 20Ш1 (толщина полки 9 мм), сталь С245, $\gamma_c = 1,0$.

Решение.

1. Определяем расчетное сопротивление болтов растяжению $R_b = 170 \text{ МПа} = 17,0 \text{ кН/см}^2$ (табл. 58* СНиП II-23-81*).

2. Определяем площадь сечения болта нетто $A_{bn} = 1,57 \text{ см}^2$ (табл. 62* СНиП II-23-81*).

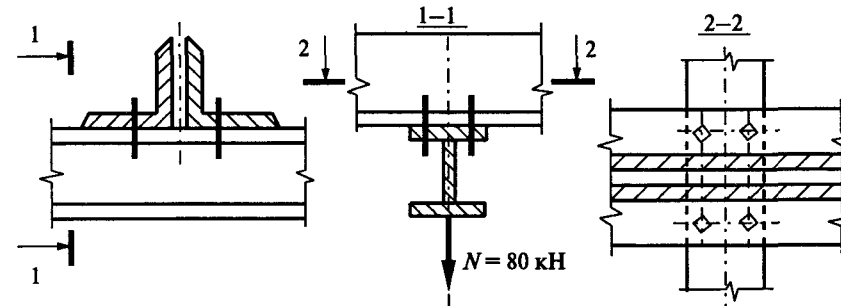


Рис. 8.29. Крепление балки болтами — к примеру 8.4

3. Находим расчетное усилие, которое выдерживает один болт на растяжение:

$$N_b = R_b A_{bn} = 17,0 \cdot 1,57 = 26,69 \text{ кН}.$$

4. Определяем требуемое количество болтов:

$$n \geq \frac{N}{\gamma_c N_{min}} = \frac{80}{1,0 \cdot 26,69} = 2,99;$$

принимаем 4 болта, симметрично прикрепляя двутавр к уголкам — по 2 болта на каждый уголок.

5. Конструируем соединение.

Вывод. Принимаем крепление двутавра четырьмя болтами диаметром 16 мм, болты класса 4.6, диаметры отверстий 19 мм (для удобства постановки болтов отверстия принимаются большего, чем болты, диаметра).

Пример 8.5. Рассчитать соединение досок на стальных цилиндрических нагелях. Толщина досок $t_d = 100$ мм, диаметры нагелей 20 мм; на соединение действует сила $N = 42,0$ кН; $\gamma_n = 0,95$. Температурно-влажностные условия эксплуатации А2, $m_b = 1,0$. Толщина накладок $t_n = 50$ мм. Материал досок и накладок — сосна сорт 2 (рис. 8.30).

Решение.

1. Определяем нагрузку с учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$:

$$N = 42,0 \cdot 0,95 = 39,9 \text{ кН}.$$

2. Соединение симметричное:

а) несущая способность одного нагеля при смятии в средних элементах (табл. 8.4, п. 1, а): $T_c = 0,5cd = 0,5 \cdot 10 \cdot 2,0 = 10 \text{ кН}$;

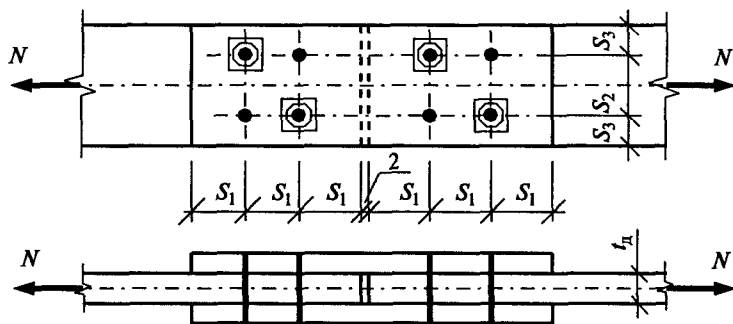


Рис. 8.30. К примеру, 8.5

б) несущая способность одного нагеля при смятии в крайних элементах $T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 5 \cdot 2,0 = 8$ кН;

в) несущая способность одного нагеля при изгибе (табл. 8.4. п. 1, в): $T_n = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 2,0^2 + 0,02 \cdot 5^2 = 7,7$ кН, но не более $2,5d^2 = 2,5 \cdot 2,0^2 = 10$ кН; минимальное значение несущей способности нагеля $T_{min} = T_n = 7,7$ кН (меньшее значение из трех: T_c , T_a , T_n).

3. Определяем количество нагелей (по каждую сторону от стыка):

$$n_n = \frac{N}{T_{n_{ш}}} = \frac{39,9}{7,7 \cdot 2} = 2,59,$$

принимаем по 4 нагеля с каждой стороны от стыка (2 болта и 2 стальных нагеля).

4. Конструируем соединение: расстояния между нагелями вдоль усилия S_1 , S_2 , S_3 назначаются в соответствии с п. 5.18 СНиП II-25-80:

$$S_1 = 7d = 7 \cdot 2,0 = 14,0 \text{ см};$$

$$S_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 2,0 = 7,0 \text{ см};$$

$$S_3 = 3,0d = 3,0 \cdot 2,0 = 6,0 \text{ см (рис. 8.30)}.$$

Пример 8.6. Рассчитать соединение на гвоздях $d = 4$ мм, длиной $l = 100$ мм (рис. 8.31); доски толщиной 40 мм. На соединение действует сила $N = 10$ кН, $\gamma_n = 0,95$. Материал досок — сосна, сорт 1.

Решение.

1. Сила, действующая на соединение с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$, $N = 10 \cdot 0,95 = 9,5$ кН.

2. Определяем расчетную длину гвоздя $a_{гв} = l_{гв} - a - c - 2n_{ш} - 1,5d$ (см. рис. 8.31) ($n_{ш}$ — количество швов, пробитых гвоздем (принимают по 2 мм на шов); $1,5d$ — длина заостренной части гвоздя).

$a_{гв} = 100 - 40 - 40 - 2 \cdot 2 - 1,5 \cdot 4 = 10$ мм. Гвоздь работает как двухсрезный, но его расчетная несущая способность по первому

и по второму срезам неодинакова вследствие различной толщины a , вводимой в расчет (для первого среза $a = 40$ мм, для второго среза $a = a_{гв} = 10$ мм).

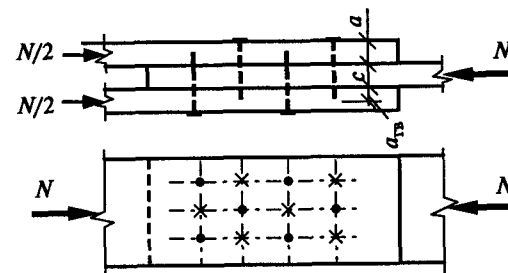


Рис. 8.31. К примеру, 8.6

3. Расчетная несущая способность по первому срезу гвоздя (табл. 8.4): $T_n = 2,5d^2 + 0,01a^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 4^2 = 0,56$ кН, но не более $4d^2 = 4 \cdot 0,4^2 = 0,64$ кН;

$$T_c = 0,5cd = 0,5 \cdot 4,0 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ кН};$$

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 4,0 \cdot 0,4 = 1,28 \text{ кН}.$$

4. Расчетная несущая способность по второму срезу гвоздя:

$$T_n = 2,5d^2 + 0,01a^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 1,0^2 = 0,41 \text{ кН};$$

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,4 = 0,32 \text{ кН}.$$

5. Наименьшая полная несущая способность двухсрезного гвоздя:

$$\sum T_n = 0,56 + 0,41 = 0,97 \text{ кН};$$

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

$$\sum T_c = 0,8 \text{ кН};$$

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

6. Определяем необходимое количество гвоздей:

$$n_{гв} = \frac{N}{T_{n_{ш}}} = \frac{9,5}{0,8 \cdot 2} = 5,94.$$

Вывод. Принимаем 6 гвоздей, по 3 гвоздя с каждой стороны.

Задачи для самостоятельной работы

Задача 8.1. Проверить прочность стыкового сварного шва. Сталь С235. Сварка ручная электродуговая. Визуальный контроль качества шва. $\gamma_c = 1,0$. На соединение действует сжимающее усилие $N = 180$ кН, $\gamma_n = 0,95$, размеры соединяемых листов — см. рис. 8.32.

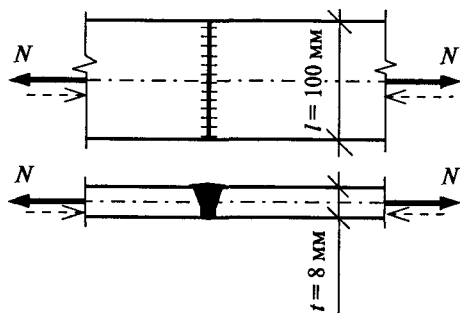


Рис. 8.32. К задаче 8.1

Задача 8.2. Определить длину угловых сварных швов в соединении (рис. 8.33). Сталь С275. Электроды Э46. Сварка ручная электродуговая, $\gamma_c = 1,0$. Климатический район строительства II₄. $N = 500$ кН, $\gamma_n = 0,95$. Толщина листов $t_1 = 12$ мм, $t_2 = 6$ мм.

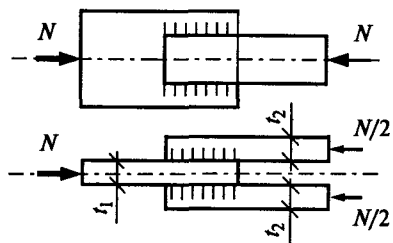


Рис. 8.33. К задаче 8.2

Задача 8.3. Определить длину сварных швов, прикрепляющих уголок к фасонке фермы. Климатический район строительства II₄, $\gamma_c = 0,9$. Сварка ручная электродуговая. На стержень из уголка 70×6 действует растягивающее усилие $N = 100$ кН, $\gamma_n = 0,95$; фасонка выполнена толщиной $t = 12$ мм, сталь С245 (рис. 8.34).

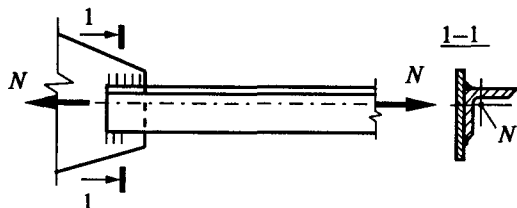


Рис. 8.34. К задаче 8.3

Задача 8.4. Проверить прочность болтового соединения стальной полосы толщиной 12 мм с уголками 90×8 . Сталь С245. Нагрузка $N = 40$ кН, $\gamma_n = 0,95$, $\gamma_c = 0,95$. Болты класса 5.8 диаметром 24 мм (рис. 8.35).

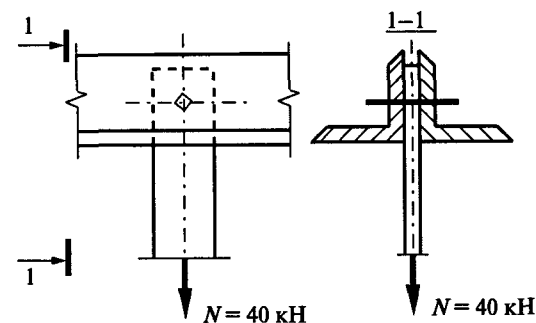


Рис. 8.35. К задаче 8.4

Задача 8.5. Рассчитать нагельное соединение (рис. 8.36). Нагрузка на соединение $N = 25$ кН, $\gamma_n = 0,95$. Диаметр нагелей 16 мм, нагели стальные. Толщина соединяемых досок 70 мм. Температурно-влажностные условия эксплуатации А2, $m_b = 1,0$. Материал досок — сосна, сорт 1.

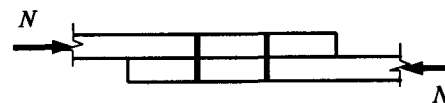


Рис. 8.36. К задаче 8.5

Задача 8.6. Проверить прочность соединения досок на гвоздях $d = 5$ мм, длиной $l = 150$ мм, количество гвоздей по 4 штуки с каждой стороны. Толщина досок 50 мм. На соединение действует сила $N = 15$ кН, $\gamma_n = 1,0$. Материал досок — сосна, сорт 1 (рис. 8.37).

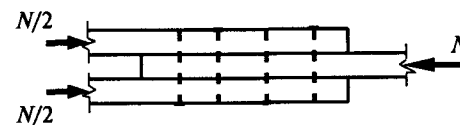


Рис. 8.37. К задаче 8.6

9. СТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

Фермой называют решетчатую конструкцию, концы стержней которой соединены в узлах и образуют геометрически неизменяемую систему. Стропильные фермы применяют для перекрытия пролетов промышленных зданий, больших залов гражданских зданий, для перекрытия пролетов мостов. Объемные фермы, поставленные вертикально, используются в качестве мачт и опор линий электропередач.

Балка по своей форме и по изготовлению — более простая конструкция по сравнению с фермой, но при больших пролетах применение ферм становится экономически выгодным в основном из-за замены сплошной стенки на решетчатую конструкцию в ферме. Фермы, как и балки, работают в целом на поперечный изгиб.

Благодаря тому что нагрузка на фермы прикладывается в узлах, а также тому, что узлы в фермах (кроме железобетонных) являются, как правило, шарнирными, стержни испытывают только осевые усилия (центральное сжатие или центральное растяжение), что способствует более полному использованию прочностных свойств материала. При внеузловом приложении нагрузки, или жестких узлах, в стержнях фермы кроме усилий сжатия или растяжения возникает изгиб, который ведет к значительному увеличению размеров и изменению формы поперечного сечения стержней.

По статической схеме, как и балки, фермы могут выполняться разрезными, многопролетными (неразрезными), консольными.

По материалу фермы выполняются стальными, деревянными, железобетонными и комбинированными, когда древесина или железобетон работают на сжатие, а растянутые элементы выполняются стальными.

Важнейшими признаками (характеристиками) ферм можно считать их очертание, генеральные размеры и конструкцию элементов. Основными элементами ферм являются верхний и ниж-

ний пояса, а также решетка, которая, в свою очередь, состоит из раскосов, стоек, подвесок. Раскосы разделяют на восходящие и нисходящие — в зависимости от того, поднимаются они вверх или опускаются вниз. Крайние вертикальные стойки и крайние раскосы называются опорными. Генеральными размерами фермы являются: L — пролет, d_v — панель (расстояние между узлами) по верху, d_n — то же по низу, h — высота фермы в коньке, h_0 — высота фермы на опоре (рис. 9.1). Расстояние между узлами решетки d_v , d_n — верхний и нижний размеры панели принимаются одинаковыми и зависят от размера плит покрытия (перекрытия) или шага прогонов. Чаще всего размер панелей принимают 3000 мм (для деревянных ферм часто принимают размер панели 1500 мм). При проектировании ферм стремятся унифицировать их размеры, для того чтобы можно было заменять фермы, выполненные из одного материала, на фермы, выполненные из другого, материала не изменяя конструкции самого здания.

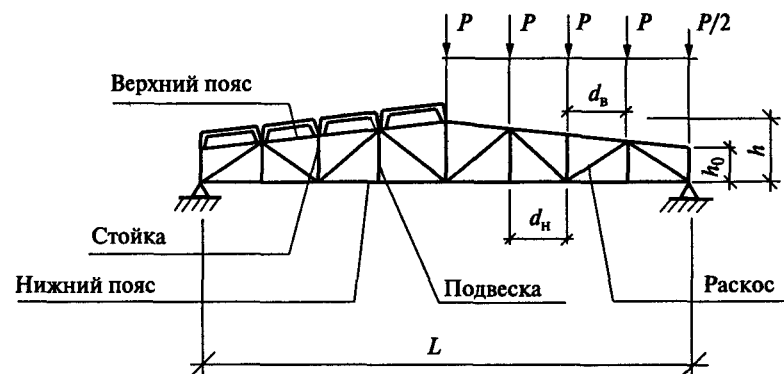


Рис. 9.1. Элементы фермы и генеральные размеры

9.1. Простейшие стропильные фермы

9.1.1. Общие сведения

Форма очертания ферм в основном зависит от их назначения, нагрузок, типа кровли, статической схемы работы и т.д. По очертанию поясов наиболее распространены фермы треугольного очертания, трапециoidalного очертания, полигонального очертания и с параллельными поясами (рис. 9.2). Наиболее рациональными являются такие очертания, которые больше всего повторяют эпо-

ру «М», построенную для балки, от таких же нагрузок, которые приложены к ферме. Поэтому от действия равномерно распределенной нагрузки при прочих равных условиях (пролетах и т.п.) более экономичными по расходу материала будут фермы арочного очертания.

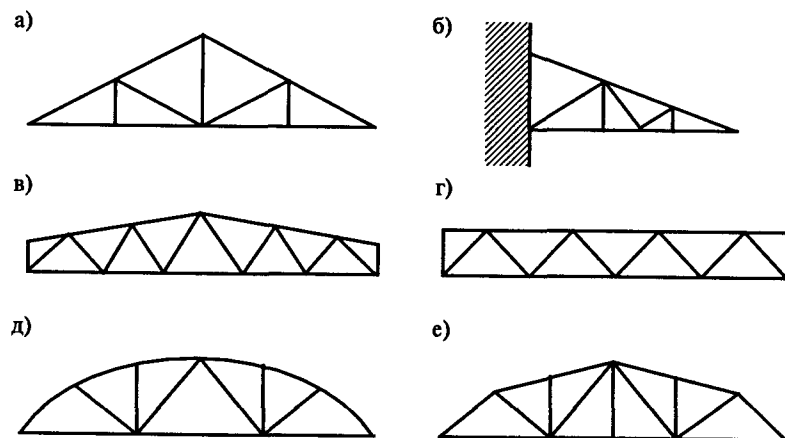


Рис. 9.2. Очертание поясов ферм:

а), б) треугольного очертания;
в) трапецидального очертания; г) с параллельными поясами;
д) арочного очертания; е) сегментного очертания

Наиболее распространенные системы решеток приведены на рис. 9.3. От системы решетки, принятой в ферме, зависит вес фермы, трудоемкость ее изготовления, внешний вид. Наибольшее распространение получили треугольная система и раскосная система решетки. Треугольная решетка может дополняться стойками и подвесками (рис. 9.3, б, в, г). Особенностью раскосной решетки является то, что все раскосы имеют усилия одного знака, а стойки — противоположного. При восходящем направлении раскосов стойки сжаты, а при нисходящем они растянуты (рис. 9.3, д).

Железобетонные фермы и некоторые стальные (тяжелые стальные фермы для мостов) могут выполняться безраскосными (рис. 9.4). Узлы безраскосной фермы выполняются жесткими. Безраскосные фермы рассчитываются при помощи ЭВМ.

Высоту ферм принимают $h = (1/5 - 1/4)l$, высоту ферм с параллельными поясами и трапецидальных ферм $h = (1/6 - 1/8)l$, наклон раскосов составляет 35–45°.

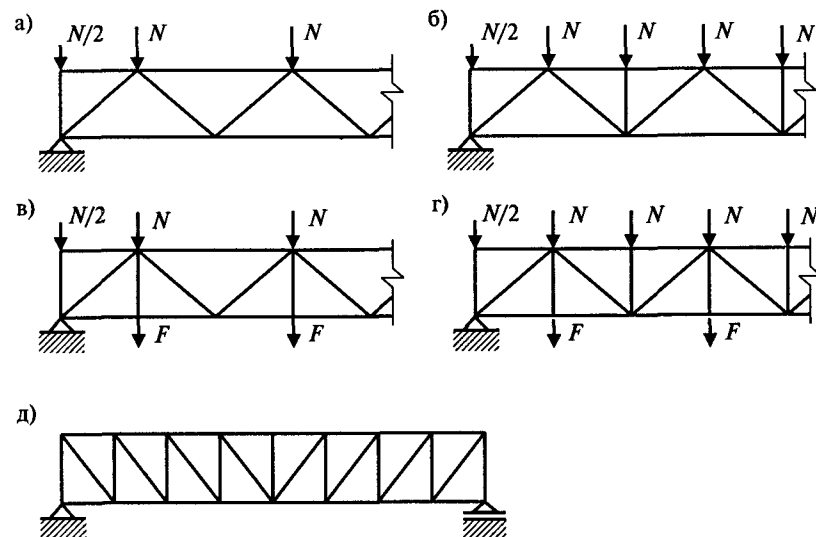


Рис. 9.3. Системы решеток: а) треугольная; б) треугольная со стойками; в) треугольная с подвесками; г) треугольная со стойками и подвесками; д) раскосная система с нисходящими раскосами



Рис. 9.4. Безраскосная ферма

9.1.2. Стальные фермы: область распространения и простейшие конструкции

Стальные фермы в зависимости от пролета и величины действующей на них нагрузки подразделяются на легкие и тяжелые. Легкие предназначены для перекрытия пролетов в зданиях относительно небольшого пролета, они воспринимают в основном статические нагрузки ($l \leq 50$ м; нагрузка до 500 кН), тяжелые — мостовые фермы, способны перекрывать пролеты до 100 м и выдерживать динамические нагрузки от транспорта. В дальнейшем будут рассматриваться только легкие стальные фермы.

Легкие стальные фермы разработаны для пролетов 18, 24, 30, 36 м, могут проектироваться пролетом 42 м. Наиболее целесообразно легкие фермы использовать пролетами 24–42 м, в этом слу-

чае они получаются наиболее экономичными. В унифицированных фермах размер панелей принят 3000 мм, высота 2250, 2400, 3150 мм. Для уменьшения прогибов выполнен строительный подъем 1,5%. Опорами легких ферм служат стальные или железобетонные колонны. Соединение ферм с колоннами часто проектируют шарнирным (рис. 9.5).

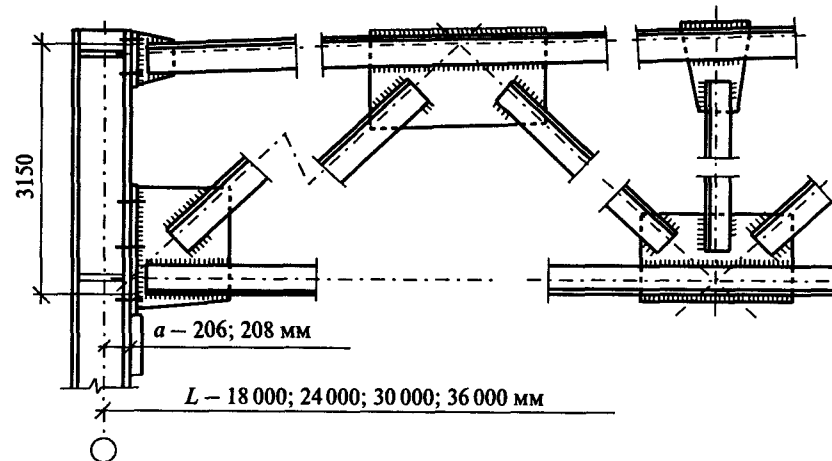


Рис. 9.5. Узлы стальной фермы

При проектировании ферм учитывают габариты грузов, которые могут перевозиться по железной дороге (высота конструкций не должна превышать 3,8 м, ширина 3,2 м, длина 13 м при транспортировании на одной платформе). В связи с этим часто фермы выполняются расчлененными на отправочные элементы, которые собираются на месте перед монтажом.

Металлические фермы, особенно большой длины, достаточно гибки и легко могут терять устойчивость под действием нагрузки, если не обеспечить пространственную жесткость всего покрытия. Пространственную жесткость обеспечивают постановкой горизонтальных и вертикальных связей, в обеспечении жесткости участвуют прогоны и плиты покрытия (рис. 9.6).

9.1.3. Деревянные и металлодеревянные фермы: область распространения и простейшие конструкции

Деревянные фермы применяются в покрытиях гражданских и промышленных зданий, пролет которых более 9 м, так как наслонные стропила при больших пролетах передают значительный рас-

пор на стены и в связи с этим применяться не могут. Пролеты деревянных ферм назначаются от 9 до 36 м, иногда больше. Их высота принимается $(1/4 - 1/6)l$.

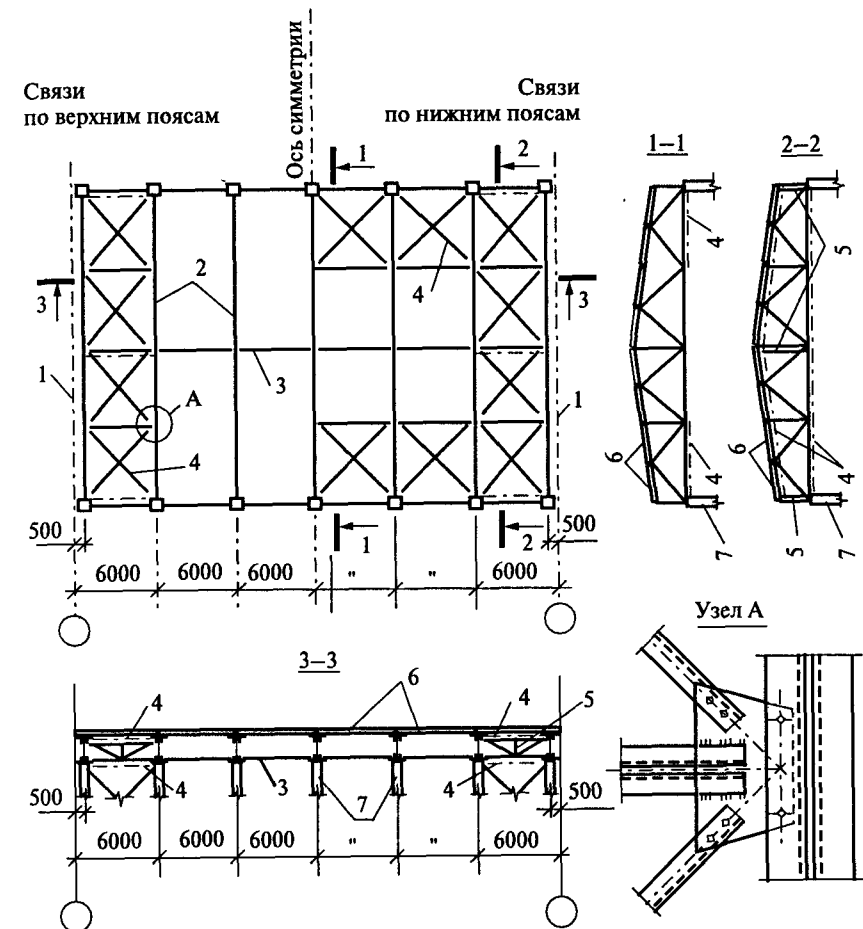


Рис. 9.6. Связи покрытия при железобетонных кровельных плитах:
1 — температурный шов; 2 — фермы; 3 — распорки; 4 — горизонтальные связи; 5 — вертикальные связи; 6 — железобетонные плиты; 7 — железобетонные колонны

Учитывая, что в конструкциях на растяжение древесина работает хуже, чем на сжатие, наиболее ответственными элементами в деревянных фермах являются растянутые стержни. В современ-

ных конструкциях ферм растянутые деревянные стержни обычно заменяются металлическими стержнями, и получают в этом случае металлодеревянную ферму. Металлодеревянные фермы часто выполняются с клееным верхним поясом и клееными сжатыми стержнями.

Наиболее выгодное с точки зрения работы очертание поясов (наиболее экономичное) — арочное или сегментное. Для скатных крыш часто выполняют фермы треугольного очертания с раскосной решеткой, при этом раскосы решетки направляют так, чтобы длинные оказывались сжатыми, а короткие растянутыми.

В фермах из цельной древесины пояса и раскосы при соединениях на врубках могут выполняться прямоугольного (из бруса) или круглого сечения (из бревен). Так как цельная древесина ограничена по длине размерами сортамента, отдельные части фермы стыкуют при помощи накладок на нагелях. В ферме, изображенной на рис. 9.7, растянутые стойки выполнены из стали круглого сечения. Применение стальных элементов для растянутых стоек и укрепление опорных узлов стальными элементами позволяют более простыми методами осуществить изготовление фермы, но вместе с тем возможны варианты выполнения полностью деревянных ферм. Для улучшения работы (уменьшения прогибов) ферме придается строительный подъем f .

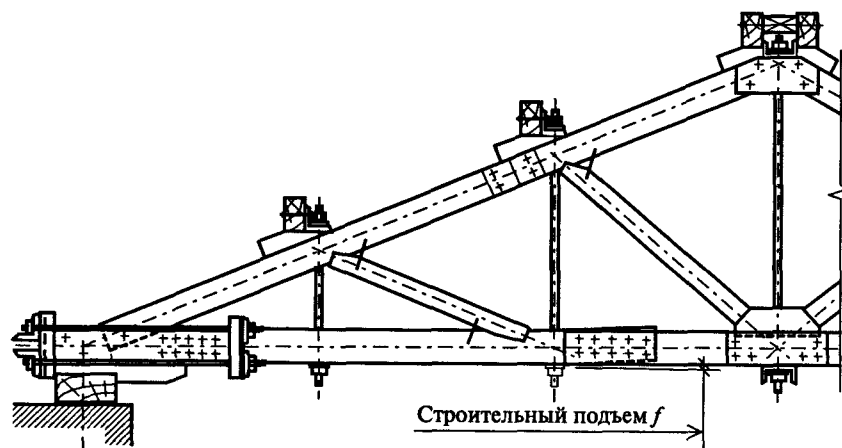


Рис. 9.7. Деревянная ферма из бруса

На рис. 9.8 показана конструкция металлодеревянной сегментной фермы пролетом 24 м. Подобного типа фермы индустриальны, и по сравнению с другими деревянными фермами у них меньший расход древесины. Деревянные фермы с криволинейным

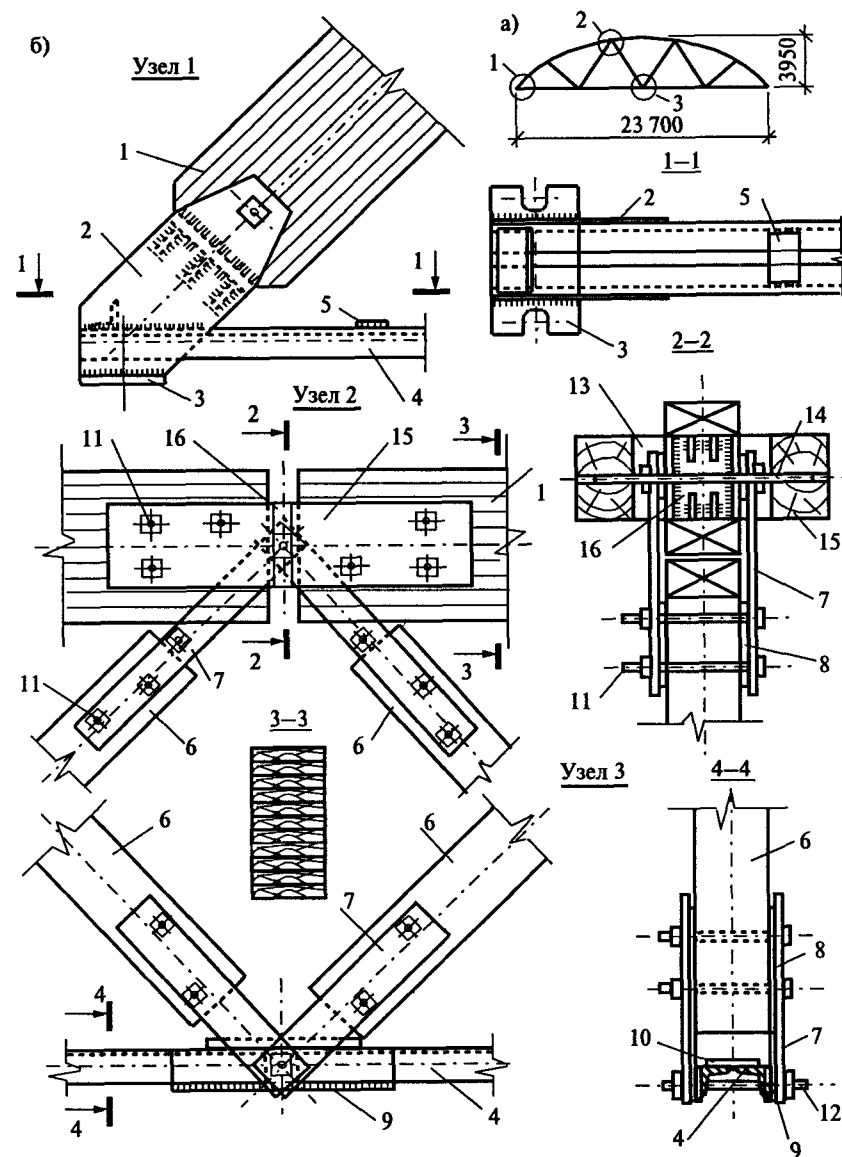


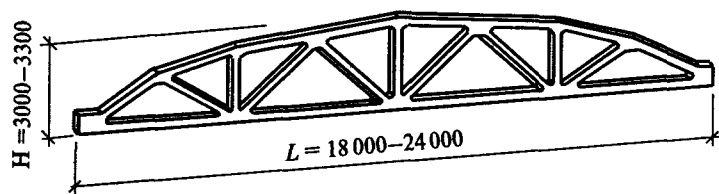
Рис. 9.8. Сегментная металлодеревянная ферма: а) геометрическая схема; б) узлы фермы: 1 — верхний пояс; 2 — щеки башмака; 3 — опорная плита; 4 — нижний пояс; 5 — планки; 6 — раскосы; 7 — планки; 8 — подкладки; 9 — стыковые накладки; 10 — накладки; 11 — болты; 12 — узловой башмак с ребрами; 13 — вырез в накладках; 14 — болт; 15 — накладки; 16 — сварной башмак с ребрами

очертанием верхнего пояса относительно легкие, имеют небольшое число монтажных элементов, и достаточно просто решаются их узлы. Верхний пояс изображенной фермы выполнен из клееной древесины. Стыки верхнего пояса перекрываются деревянными брусчатыми накладками на болтах. Прикрепление раскосов осуществлено на болтах через металлические накладки. Нижний пояс фермы выполнен из прокатных уголков.

Расчет деревянных ферм в настоящем учебнике не приводится; ниже (см. параграф 9.2.4) даются некоторые особенности проектирования деревянных ферм.

Железобетонные фермы применяют при пролетах 18, 24, 30 м. Железобетонные фермы тяжелые, в изготовлении трудоемки, их применение оправдано только с точки зрения экономии металла (расход стали примерно в два раза меньше по сравнению со стальными фермами). По стоимости они значительно дороже стальных и деревянных ферм. Некоторые конструкции железобетонных ферм приведены на рис. 9.9.

а)



б)

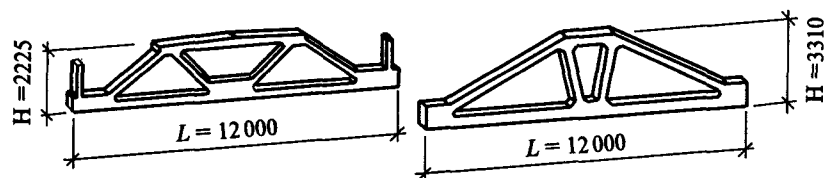
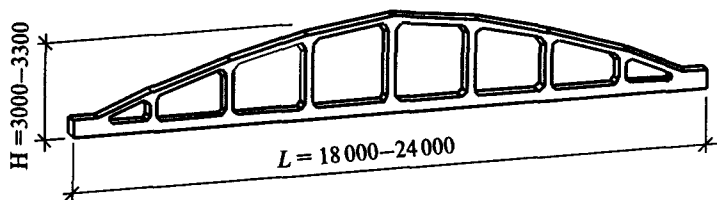


Рис. 9.9. Номенклатура основных типовых конструкций железобетонных ферм производственных зданий: а) стропильные фермы; б) подстропильные фермы

Для железобетонных ферм часто принимают арочное или сегментное очертание поясов. Это связано с тем, что при таком очертании решетка ферм испытывает незначительные усилия, так как форма верхнего пояса приближается к кривой давления (работает как арка). Высота железобетонных ферм в середине пролета принимается $(\frac{1}{7}-\frac{1}{9})l$. Решетка выполняется либо совместно с бетонированием поясов фермы, либо из заранее изготовленных железобетонных элементов с выпусками арматуры, которые устанавливаются в ферму перед бетонированием поясов и утапливаются в узлы на 30–50 мм. Ширина сечения верхнего и нижнего поясов и ширина решетки, в случае ее изготовления одновременно с поясами, принимается одинаковой (200–250 мм — при шаге ферм 6 м, 300–350 мм — при шаге ферм 12 м). Железобетонные фермы выполняются с раскосами или без раскосов. Безраскосные железобетонные фермы тяжелее, но их изготовление более технологично.

9.1.4. Железобетонные фермы: область распространения и конструкции

Для изготовления ферм принимают бетон классов В30–В50. Нижний пояс ферм выполняется предварительно напряженным. Предварительно напряженная арматура охватывается замкнутыми конструктивными хомутами, устанавливаемыми с шагом 500 мм. Все остальные элементы обычно армируются ненапрягаемой арматурой в виде сварных каркасов, вместе с тем бывают варианты изготовления ферм с предварительным напряжением растянутых элементов решетки. Для лучшей передачи усилий между элементами в узлах создают уширения — вуты. Опорные узлы ферм дополнительно армируют продольной ненапрягаемой арматурой и поперечными стержнями, обеспечивающими прочность узла по наклонному сечению и надежность анкеровки предварительно напряженной арматуры.

Для крепления фермы к колоннам, крепления плит покрытия и в других случаях в ферме предусматриваются закладные детали. Пример армирования сегментной железобетонной фермы пролетом 24 м приведен на рис. 9.10. Расчет железобетонных ферм в настоящем учебнике не приводится.

9.2. Расчет и конструирование ферм

9.2.1. Общий порядок расчета ферм

1. Перед расчетом ферм принимают материал, из которого они будут изготавливаться, очертание поясов, систему решетки, при

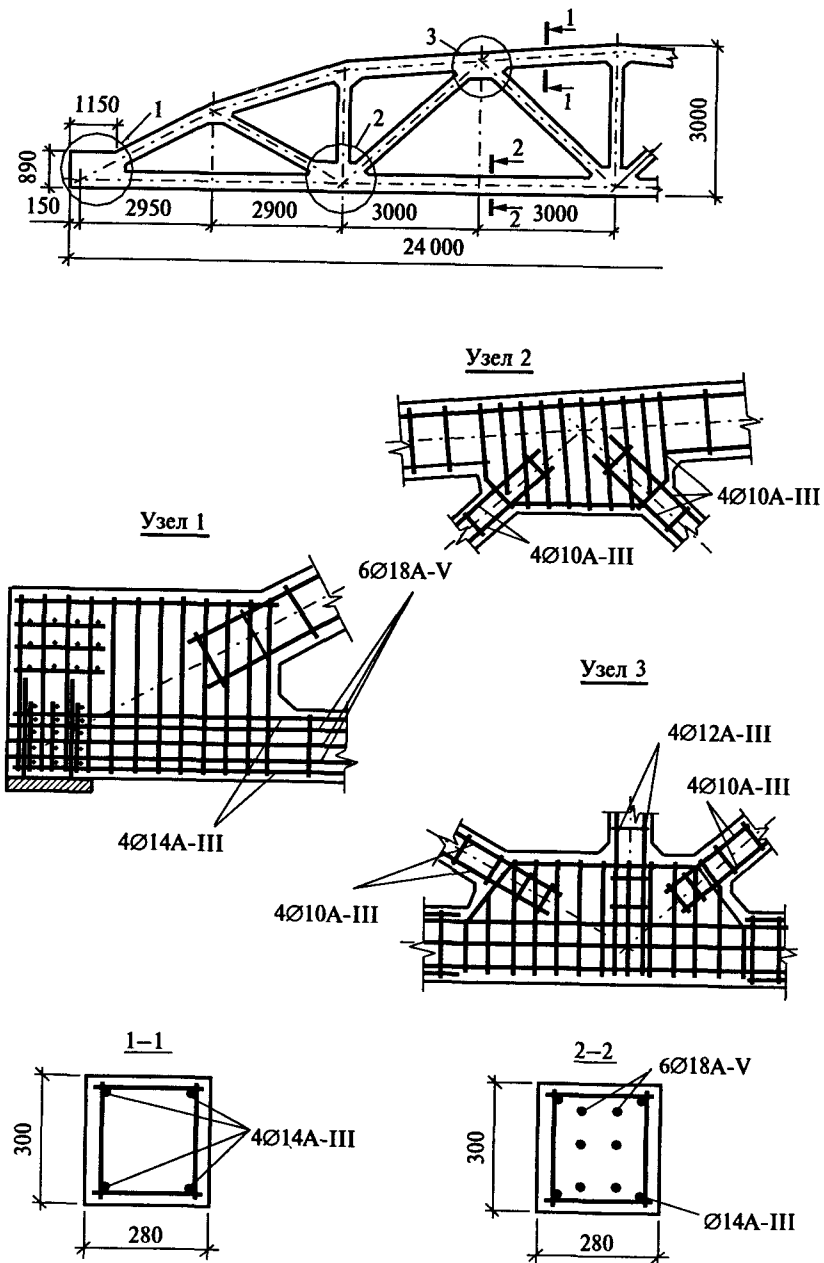


Рис. 9.10. Железобетонная сегментная ферма пролетом 24 м

этом все принятые параметры должны быть увязаны с конструктивными особенностями перекрываемого здания и сооружения.

2. Собирают нагрузки, приходящиеся на узлы фермы. При сборе нагрузок учитывают собственный вес фермы и вес связей. Собственный вес учитывается в зависимости от материала фермы и принимается ориентировочно.

3. Определяют усилия в стержнях фермы. При определении усилий пользуются любым способом, рассматриваемым в технической механике, наиболее простым можно считать построение диаграммы Максвелла — Кремоны.

4. Производят подбор сечения стержней фермы. Расчет сечения стержней проводится с учетом материала, из которого они выполнены. При расчете стержни рассматриваются как центрально-растянутые и центрально-сжатые элементы (в железобетонных фермах сжатые стержни считаются внецентренно сжатыми).

5. Производят расчет прикрепления стержней фермы в узлах. Конструкция узлов и, соответственно, расчет прикрепления стержней в узлах зависят от материала фермы.

6. Выполняют окончательное конструирование фермы. При окончательном конструировании сечения стержней (для уменьшения типоразмеров элементов) и конструкция узлов могут быть изменены, но не в ущерб их прочности.

Из приведенного порядка видно, что расчет фермы от сбора нагрузок и выбора материала до разработки рабочих чертежей — довольно сложный и трудоемкий инженерный расчет, особенно без использования ЭВМ. В рамках данного учебника расчет ферм в основном будет сведен к подбору сечения стержней стальных ферм из прокатных уголков. В параграфе 8.1.3 рассмотрено прикрепление стержней стальных ферм сварными швами к фасонкам (см. пример 8.2).

9.2.2. Особенности расчета стальных ферм

Проектируя сечение стержней фермы, необходимо учитывать особенности, возникающие в зависимости от материала, из которых они изготавливаются. Для стальных ферм наиболее распространенными являются сечения стержней из двух спаренных уголков или трубчатые (рис. 9.11). Трубчатое сечение стержней экономичнее по расходу материала, чем сечение из уголков, но фермы с такими стержнями более трудоемки в изготовлении.

В качестве геометрической длины стержней / принимают расстояние между центрами узлов. При расчете поясов ферм на устойчивость в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы,

учитывают расстояние между точками их закрепления l_1 (для верхнего пояса — это расстояние между приваренными к поясу плитами покрытия, или прикрепленными к нему прогонами; для нижнего пояса — это расстояние между связями; для элементов решетки — это расстояние между центрами узлов фермы).

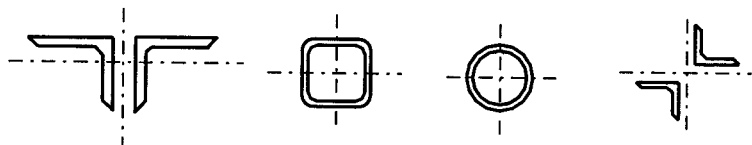


Рис. 9.11. Сечения стержней стальных ферм

Для расчета устойчивости стержней ферм устанавливаются их расчетные длины l_{ef} , которые учитывают характер возможного изгиба стержней и конструктивные особенности прикрепления стержней в узлах. Расчетные длины стержней принимаются в соответствии с требованиями табл. 11 СНиП II-23-81*. Так, например, для элементов решетки (кроме опорных раскосов и стоек) расчетная длина в плоскости фермы $l_{ef,x} = 0,8l$; в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, $l_{ef,y1} = l$ (где l — геометрическая длина стержня).

На рис. 9.12 показана конструкция стержня фермы, выполненного из двух спаренных уголков. Такой стержень может воспринимать растягивающие и сжимающие нагрузки.

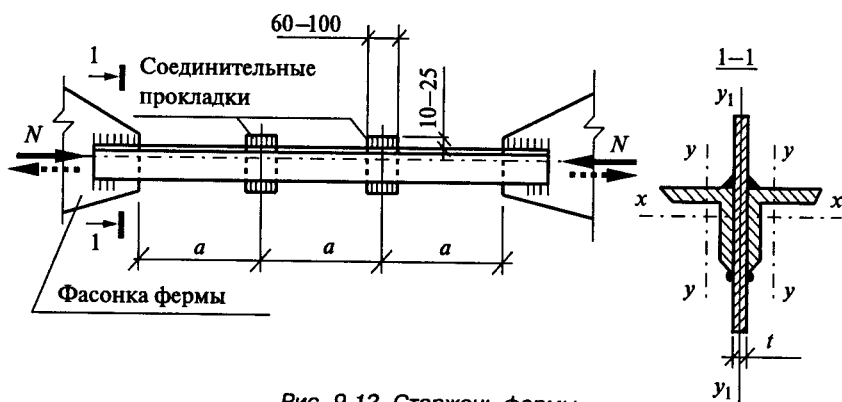


Рис. 9.12. Стержень фермы

1. Расчет растянутых стержней

Растянутые стержни стальных ферм рассчитываются как центрально-растянутые элементы (см. раздел 6). При центральном

растяжении должна обеспечиваться прочность и ограничивается гибкость стержня.

Требуемая площадь растянутых стержней определяется из формулы (5.7)

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

при отсутствии ослаблений (отверстий) площадь сечения стержня $A = A_n$, где A_n — площадь сечения стержня нетто.

Гибкость проверяется по формуле (5.4, з):

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \leq \lambda_{пред};$$

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

2. Расчет сжатых стержней

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

В соответствии с расчетом устойчивости требуемая площадь сечения стержня фермы определяется из формулы (5.3, б)

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

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

Примеры расчета центрально-растянутого и центрально-сжатого стержней (примеры 9.1, 9.2) см. ниже.

9.2.3. Особенности конструирования стержней стальных ферм

Независимо от материалов, из которых выполняется ферма, оси стержней в узлах должны сходиться (пересекаться) в одной точке (рис. 9.13). В случае если оси не сходятся в одной точке, в узле возникают изгибающие моменты, которые резко ухудшают работу узла.

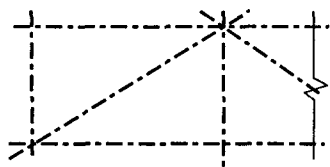


Рис. 9.13. Схождение осей ферм в узлах

Конструируя стержни стальных ферм, учитывают следующие особенности:

1. Уголки верхнего пояса должны быть обращены обушками вверх, нижнего пояса — вниз; для решеток и стоек эта рекомендация не обязательна.

2. Центр тяжести сечения стержня (расстояние от края обушка до центра тяжести сечения z_0 определяется по сортаменту прокатных элементов (см. Приложение 1)) должен совпадать с осевыми линиями фермы (рис. 9.14).

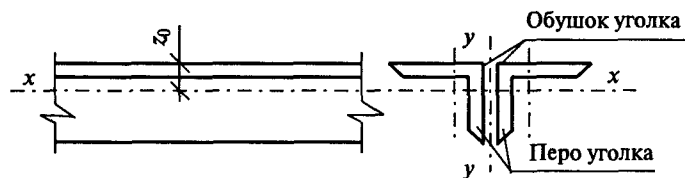


Рис. 9.14. Положение центра тяжести уголков

3. Края стержней решетки не доводятся друг до друга и до поясов фермы на расстояние 50 мм.

Это делается для уменьшения сварочных напряжений в фасонках фермы (рис. 9.15).

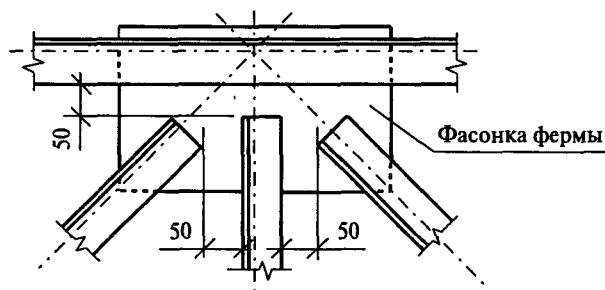


Рис. 9.15. Привязка края уголков друг к другу

4. Для сечений стержней фермы принимают прокатные уголки с размерами полок не менее чем $50 \times 50 \times 5$ мм независимо от расчета.

5. Для обеспечения совместной работы уголков устанавливаются стальные соединительные прокладки на расстоянии: не более $40i$ для сжатых стержней и $80i$ для растянутых, где i — радиус инерции одного уголка относительно оси $y-y$ (рис. 9.12).

6. Размеры фасонки определяются из учета размещения на них сварных швов, прикрепляющих стержни фермы. Толщина фасонки принимается одинаковой на всей ферме и определяется по наибольшему усилию в стержнях (при усилиях до 200 кН — $t = 8$ мм; 200–500 кН — $t = 10$ мм; 500–750 кН — $t = 12$ мм);

7. Некоторые требования к сварным швам (подробней см. параграф 8.1.3):

- уголки привариваются к фасонке, как правило, фланговыми швами;
- наименьшая высота катета шва k_f принимается по табл. 38* СНиП II-23-81*, наибольшая — $1,2t$, где t — наименьшая толщина соединяемых элементов;
- длина шва вдоль обушка должна быть больше, чем по перу уголка.

9.2.4. Особенности конструирования деревянных ферм

1. Для элементов деревянных ферм из бруса (опорный узел фермы на лобовой врубке с одним зубом — см. рис. 8.18) ось стержней должна проходить по центру тяжести площади нетто, для ферм из бревен ось можно проводить по центру бревна (рис. 9.16).



Рис. 9.16. Положение осей в узле деревянной фермы

2. В узлах деревянных ферм на врубках между верхним поясом и нижним поясом устраивается зазор 10–20 мм, который компенсирует возможное набухание древесины.

3. Длина плоскости скалывания $l_{ск}$ принимается не менее $1,5h$, где h — полная высота сечения скалываемого элемента.

4. Глубина врубки h_1 принимается не более $1/4h$ в промежуточных узлах и не более $1/3h$ в остальных случаях, при этом глубина врубок в брусках должна быть не менее 2 см, а в элементах, выполненных из круглых лесоматериалов, — не менее 3 см.

5. Коньковый узел ферм может выполняться в виде лобового упора с накладками, скрепляемыми болтами (рис. 9.17).

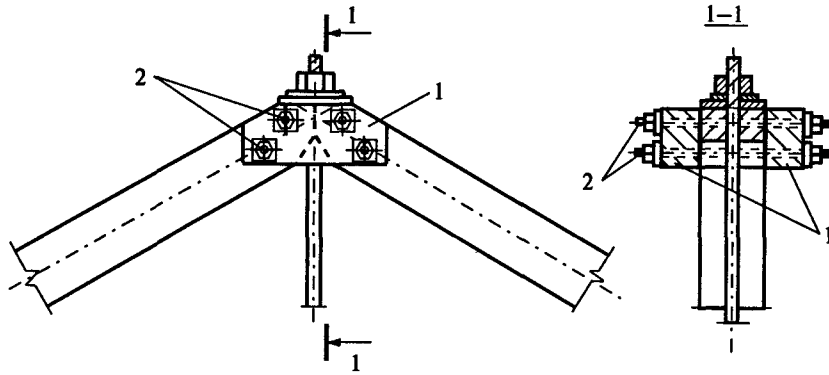


Рис. 9.17. Коньковый узел металлодеревянные фермы (лобовой упор):
1 — накладка; 2 — болты

Примеры расчета стержней стальных ферм

Пример 9.1. Подобрать сечение стержня решетки стальной фермы, работающей в климатическом районе II₄ (рис. 9.12). На стержень действует растягивающее усилие $N = 200$ кН (нагрузка статическая). Геометрическая длина стержня (расстояние между узлами) $l = 3000$ мм. Предельная гибкость $\lambda_{max} = 400$. Толщина фасонки $t = 10$ мм.

Решение.

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

2. Находим расчетное сопротивление стали по пределу текучести (табл. 2.2): $R_y = 240$ МПа = $24,0$ кН/см² (при толщине проката 2–20 мм).

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

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

расчетная длина в плоскости фермы:

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

расчетная длина в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы:

$$l_{ф,y1} = l = 3000 \text{ мм};$$

5. Находим требуемую площадь сечения стержня:

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

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

7. Проверяем принятое сечение:

а) проверяем прочность:

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

прочность обеспечена;

б) проверяем гибкость:

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

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

гибкость в пределах норм.

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

Пример 9.2. Подобрать сечение стержня решетки фермы (рис. 9.12), работающей в климатическом районе II₄. На стержень действует сжимающее усилие $N = 359$ кН (нагрузка статическая). Геометрическая длина стержня $l = 4520$ мм. Предельная гибкость $\lambda_{max} = 210 - 60\alpha$, (см. табл. 5.4). Толщина фасонки $t = 10$ мм.

Решение.

1. Учитывая, что климатический район строительства II₄, фермы относятся к конструкциям группы 2 (табл. 50* СНиП II-23-81*), из допускаемых к использованию сталей принимаем сталь С345-1.

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

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

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

5. Находим требуемую площадь сечения стержня из формулы устойчивости; для этого предварительно принимаем гибкость стержня $\lambda = 100$ и по гибкости находим коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,434$ (табл. 5.3):

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{359}{0,434 \cdot 33,5 \cdot 0,8} = 30,87 \text{ см}^2.$$

6. Определяем требуемые радиусы инерции:

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

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

7. По сортаменту (Приложение 1, табл. 2) подбираем уголки по трем параметрам: A , i_x , i_{y1} ; при подборе уголков не забываем, что площадь стержня состоит из двух уголков; требуемая площадь одного уголка $A_{1y} = 30,87/2 = 15,44 \text{ см}^2$; принимаем уголки: 2 уголка 110×8 ; $A_{1y} = 17,2 \text{ см}^2$; $i_x = 3,39 \text{ см}$; $i_{y1} = 4,87 \text{ см}$ (принятое сечение имеет площадь больше требуемой, а радиус инерции i_x имеет значение меньше, но близкое к требуемому).

8. Проверяем принятое сечение:

а) определяем гибкости:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{361,6}{3,39} = 106,7;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y1}}{i_{y1}} = \frac{452}{4,87} = 92,8;$$

б) по наибольшей гибкости $\lambda = 106,7$ определяем (табл. 5.3) коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,389$;

в) находим значение коэффициента α :

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{359}{0,389 \cdot 34,4 \cdot 33,5 \cdot 0,8} = 1,0 > 0,5;$$

так как значение коэффициента получилось больше 0,5, принимаем величину коэффициента $\alpha = 1,0$;

г) определяем предельную гибкость:

$$\lambda_{max} = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 1,0 = 150;$$

наибольшая гибкость стержня $\lambda_x = 106,7$, что меньше предельной гибкости $\lambda_{max} = 150$, следовательно, гибкость стержня в пределах нормы;

д) проверяем устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{359}{0,389 \cdot 34,4} = 26,8 \leq R_y \gamma_c = 33,5 \cdot 0,8 = 26,8 \text{ кН/см}^2;$$

устойчивость обеспечена.

Вывод. Принимаем сечение стержня из двух уголков 110×8 , сталь С345-1.

10. РАМЫ И АРКИ

10.1. Рамы

10.1.1. Общие положения

Несущие конструкции в зданиях и сооружениях могут по-разному соединяться между собой. В простейших сооружениях стойки (колонны) и свободно опирающиеся на них балки (ригели, фермы) работают под нагрузкой практически независимо друг от друга, представляя собой стоечно-балочную систему, в которой каждая конструкция рассчитывается отдельно. Здания производственного и гражданского назначения и многие сооружения часто проектируются таким образом, что колонны и ригели, шарнирно или жестко соединяясь между собой, работают совместно, образуя рамную конструкцию. В рамах изменение усилий в одном элементе обязательно ведет к изменению усилий и в других элементах, причем установить такую зависимость бывает достаточно сложно. В рамах совместная работа ригеля со стойками обеспечивает значительное снижение изгибающих моментов в ригеле и повышает поперечную жесткость и устойчивость сооружения.

Рамы могут иметь различные очертания, они могут выполняться одно- и многопролетными, различной этажности. Сопряжения ригелей с колоннами могут быть шарнирные, жесткие или в различном сочетании (рис. 10.1).

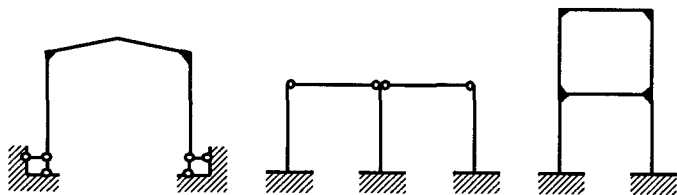


Рис. 10.1. Примеры простейших рам

Расчет рам состоит из двух частей: статического и конструктивного расчета. Статический расчет заключается в определении внутренних усилий; в ригеле определяются: момент M , попереч-

ная сила Q , реже продольная сила N ; также и в стойках находятся M , N , Q . Определение этих усилий — сложный инженерный расчет, он может выполняться при помощи специальных таблиц или программ для ЭВМ. Рамы, как правило, представляют собой статически неопределимые системы с большим количеством исходных данных, которые трудно рассчитать «вручную». Конструктивный расчет заключается в подборе сечений ригеля и стойки (колонны). И тот и другой расчеты выходят за рамки данного курса. Ограничимся рассмотрением конструкций одноэтажных однопролетных рам и дадим представление о многоэтажных и многопролетных рамах (каркасах).

10.1.2. Простейшие конструкции рам и каркасов

Рамные конструкции выполняются из стали, древесины и железобетона. При проектировании рам необходимо обеспечить технологичность при изготовлении, возведении и транспортировании к месту монтажа. Система плоских рам, объединенных в пространственную конструкцию, называется каркасом.

10.1.3. Стальные рамы

Учитывая достаточно высокую стоимость стали, рамы стремятся делать максимально облегченными. Применение стальных рам зачастую оправдано при больших пролетах перекрываемых помещений (рис. 10.2), например цеха по сборке самолетов, выставочные павильоны и т.п.

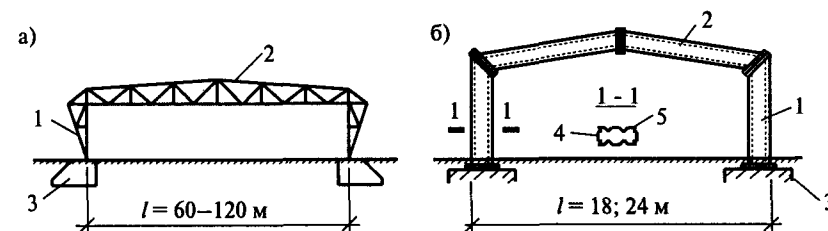


Рис. 10.2. Стальные рамы: а) сквозная стальная рама; б) легкая стальная рама; 1 — стойка; 2 — ригель; 3 — фундамент; 4 — швеллер; 5 — гофрированная стенка (лист $t = 4$ мм)

Стальные рамы применяют также в качестве каркаса для цехов с большими крановыми нагрузками, тяжелыми режимами работы, в высотных зданиях. Применение стальных рам в каче-

стве каркаса высотных зданий позволяет значительно снизить массу каркаса по сравнению с каркасом из железобетона.

10.1.4. Деревянные рамы

Рамы из древесины выполняются главным образом клееными из досок или из досок и фанеры (клеефанерными), но последние менее технологичны и недостаточно огнестойки. Деревянные рамы применяют для перекрытия как теплых, так и неотапливаемых помещений. Такие рамы из-за своей легкости и простоты монтажа широко распространены в сельскохозяйственном строительстве, из них выполняют каркасы складов, гаражей и других построек. Деревянные рамы перекрывают пролеты от 12 до 30 м, но возможно их применять и для пролетов до 60 м, они устанавливаются с шагом от 3 до 6 м, в виде исключения допускается шаг до 10 м (рис. 10.3).

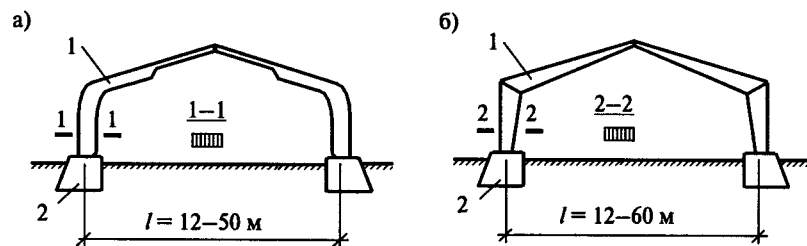


Рис. 10.3. Клееные деревянные рамы: а) из гнутых полурам; б) из полурам с прямолинейными элементами; 1 — полурама; 2 — фундамент

10.1.5. Железобетонные рамы

Железобетонные рамы могут выполняться монолитными и сборными. Наибольшее распространение получили сборные железобетонные рамы, которые являются частью каркасов производственных и гражданских зданий.

Каркасы одноэтажных производственных зданий при расчете разбиваются на поперечные и продольные рамы. Поперечная рама является основным элементом каркаса, она состоит из колонн (обычно жестко заземленных в фундаменте), ригелей (шарнирно или жестко соединенных с колоннами), плит покрытия (перекрытия). В качестве ригелей покрытия могут использоваться односкатные и двускатные балки, стропильные фермы, арки. Поперечная рама обеспечивает жесткость здания в поперечном направлении,

воспринимает вертикальные нагрузки: от покрытия соответственно постоянные и снеговые (F_q , F_s), нагрузки от навесных стен (q), крановые нагрузки (D_{min} , D_{max}) и горизонтальные нагрузки, действующие в поперечном направлении: ветровые нагрузки (p , W), силы торможения крановой тележки с грузом (T) (рис. 10.4).

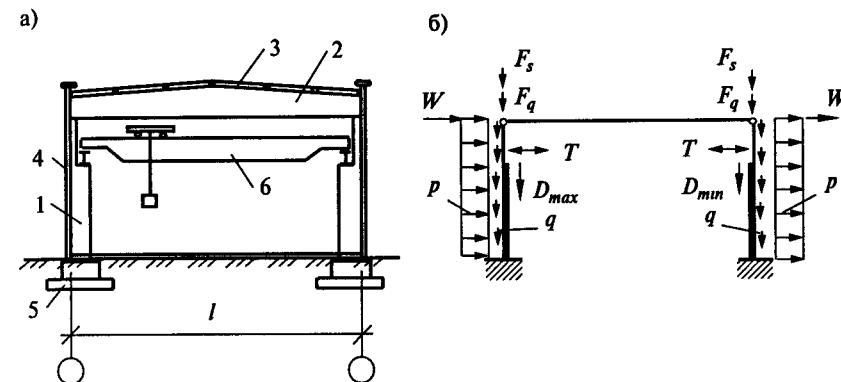


Рис. 10.4. Поперечная рама одноэтажного производственного здания: а) конструктивная схема; б) расчетная схема рамы; 1 — колонны; 2 — стропильная балка; 3 — плита покрытия; 4 — стенная панель; 5 — фундамент; 6 — мостовой кран с крановой тележкой

Продольная рама в отличие от поперечной включает один ряд колонн и продольные конструкции: вертикальные связи, распорки по колоннам, конструкции покрытия, подкрановые балки. Продольная рама обеспечивает жесткость здания в продольном направлении и воспринимает горизонтальные нагрузки от продольного торможения кранов (T) и ветра (p , W), действующего на торец здания. Система связей обеспечивает во время эксплуатации и монтажа геометрическую неизменяемость каркаса и его несущую способность в продольном направлении (рис. 10.5).

Рамы и каркасы многоэтажных зданий. Устойчивость многоэтажных рам, перераспределение нагрузок между элементами рамы зависят от принятой конструктивной схемы каркаса. Различают три конструктивных схемы каркаса многоэтажных зданий: рамная, связевая и рамно-связевая.

Рамная схема. При рамной схеме каркаса здания устойчивость обеспечивается за счет создания жестких узлов сопряжения ригелей с колоннами и заземления колонн в фундаментах (рис. 10.6).

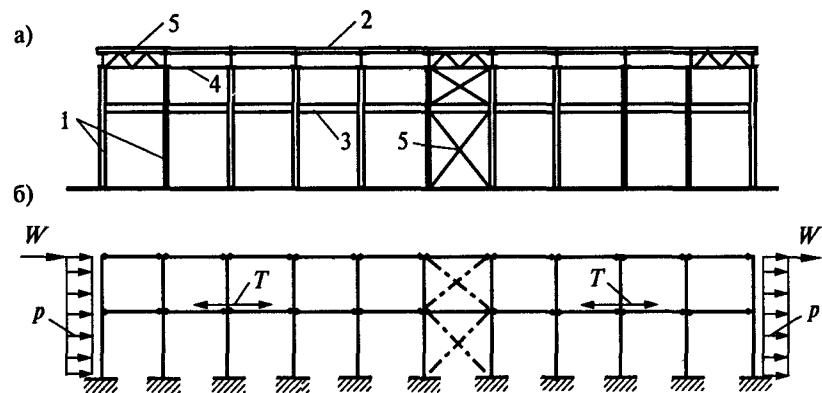


Рис. 10.5. Продольная рама: а) конструктивная схема; б) расчетная схема продольной рамы; 1 — колонна; 2 — плита покрытия; 3 — подкрановая балка; 4 — распорки; 5 — вертикальные связи

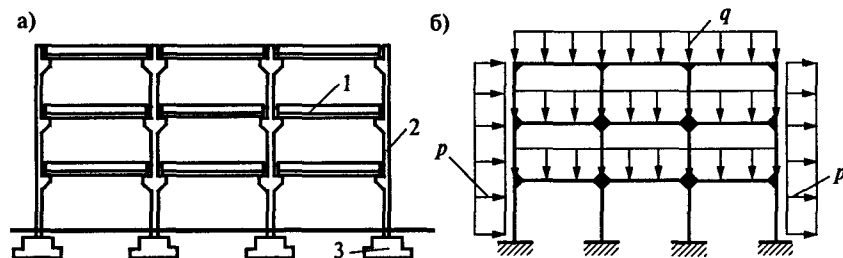


Рис. 10.6. Рамная схема каркаса: а) конструктивная схема; б) расчетная схема; 1 — неразрезанный ригель; 2 — колонна; 3 — фундамент

Такая многоэтажная рама способна воспринимать вертикальные и горизонтальные нагрузки, но обладает относительно небольшой жесткостью, в результате чего она используется для небольших по высоте зданий. Применение рамной схемы еще сдерживается тем, что в элементах рамы возникают усилия, при которых затруднительно унифицировать элементы рамы. Так, например, в ригелях, находящихся на разных этажах, возникают разные по величине изгибающие моменты, и с точки зрения экономичности необходимо выполнять ригели различных сечений или различного армирования.

Связевая схема. В связевой схеме сопряжение ригелей с колоннами шарнирное, жесткость здания обеспечивается за счет создания системы вертикальных связей между колоннами (рис. 10.7) (связи обычно выполняются из стальных прокатных элементов: прокатных уголков, швеллеров).

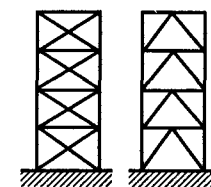


Рис. 10.7. Схемы стальных связей многоэтажного здания

Часто вместо связей используются диафрагмы жесткости, которые представляют собой железобетонные стенки, соединенные с примыкающими к ним колоннами каркаса. Диафрагмы жесткости имеют собственный фундамент (рис. 10.8, а). При расчете связевого каркаса считается, что вертикальные нагрузки воспринимаются рамой, в которой узлы сопряжения ригелей с колоннами выполняются шарнирными, а горизонтальные нагрузки полностью воспринимаются связями или диафрагмами жесткости. При такой схеме здания ригели работают как обычные балки на двух опорах, что позволяет выполнять их одинаковыми независимо от этажа.

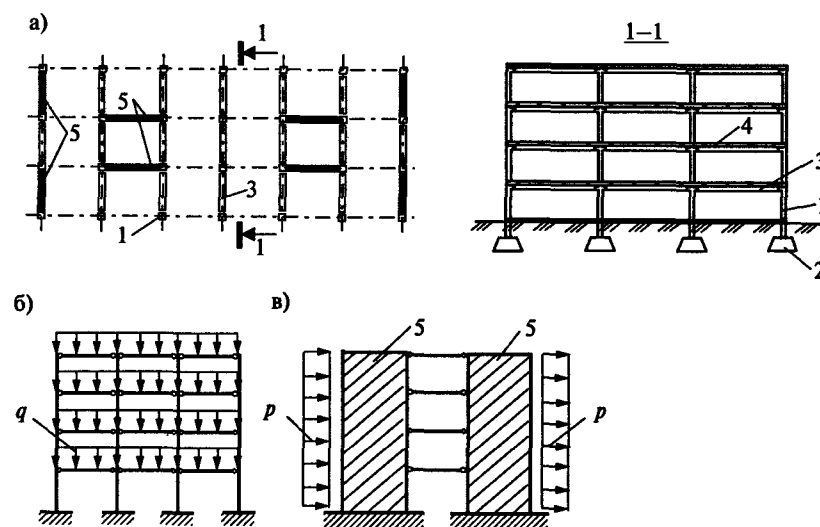


Рис. 10.8. Связевой каркас здания: а) план здания, разрез; б) расчетная схема при расчете на вертикальную нагрузку; в) расчетная схема при расчете на горизонтальную нагрузку; 1 — колонна; 2 — фундамент; 3 — разрезной (однопролетный) ригель; 4 — плиты перекрытия; 5 — диафрагмы жесткости

Рамно-связевая схема представляет собой комбинацию первых двух схем, а именно: при такой схеме колонны жестко закреплены в перекрытиях, а ригели также жестко соединены с колоннами и вместе с тем имеются диафрагмы жесткости или связи.

В результате такой конструкции и с учетом того, что перекрытия рассматриваются в виде жестких дисков, способных перераспределять нагрузки между колоннами каркаса и диафрагмами жесткости (связями), обеспечивается совместная работа каркаса и диафрагм жесткости (связей). Вертикальные нагрузки воспринимаются каркасом, а горизонтальные нагрузки распределяются между каркасом и диафрагмами жесткости пропорционально их жесткостям. Чем больше жесткость элемента, тем большую часть горизонтальной нагрузки он воспринимает. Подобные схемы каркаса можно применять для высотных зданий.

Расчет каркасов как одноэтажных, так и многоэтажных зданий выходит за рамки учебника.

10.2. Арки

10.2.1 Общие положения

Арка представляет собой конструкцию криволинейного (дугообразного) очертания. Особенностью работы арки является возникновение распора, т.е. горизонтального давления на опоры даже при действии только вертикальных нагрузок, в то время как сами арки преимущественно испытывают сжатие (рис. 10.9). Арки могут перекрывать большие пролеты между двумя опорами (фундаментами, пилонами, колоннами), они более экономичны по сравнению с балками.

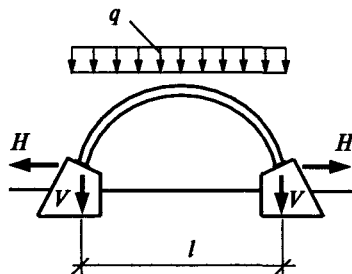


Рис. 10.9. Передача нагрузки от арки на фундаменты:
V — вертикальная составляющая реакции;
H — распор арки (горизонтальная составляющая реакции)

По статической схеме работы различают бесшарнирные, двухшарнирные, трехшарнирные арки и арки с затяжкой (рис. 10.10). Трехшарнирные арки являются статически определимыми, они меньше всего чувствительны к вертикальным осадкам, но чувствительны к горизонтальным смещениям опор. Бесшарнирные арки самые легкие, но в них всякое смещение опор вызывает значительные дополнительные усилия.

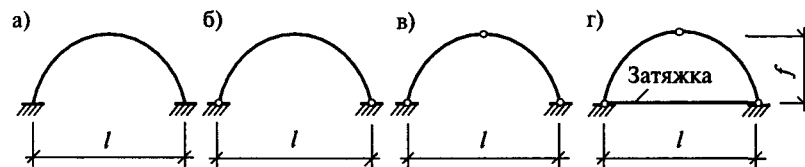


Рис. 10.10. Статические схемы арок: а) бесшарнирная арка; б) двухшарнирная арка; в) трехшарнирная арка; г) арка с затяжкой; l — пролет арки; f — стрела подъема арки

Если передача распора H на фундаменты (или другие опоры) нежелательна, (тогда, когда хотят передать на фундаменты только вертикальные усилия), то в арках устраивают затяжки (рис. 10.10, г), которые и воспринимают распор. Затяжки могут устраиваться на уровне пола (или ниже), а также на некоторой высоте. Арки с затяжками и дополненные подвесками используют в качестве стропильных конструкций (рис. 10.11).

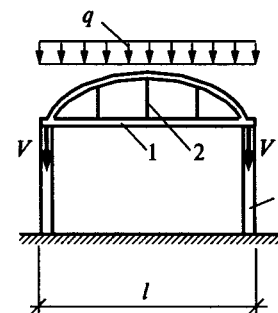


Рис. 10.11. Вариант арки с затяжкой, установленной на колоннах:
1 — затяжка; 2 — подвеска; 3 — колонна

Стрела подъема f принимается $(1/4 - 1/8)l$, но может быть значительно больше, например в стрельчатых арках.

Металлические арки могут перекрывать пролеты до 150 м (наиболее целесообразно применять их при пролетах 60–80 м). Желе-

зобетонные арки перекрывают пролеты до 100 м (оправдано применение железобетонных арок при пролетах более 36 м). Деревянные арки выполняются пролетами до 60 м, возможно применение и небольших деревянных арок (так, при изготовлении опалубки выполняются кружальные деревянные арки из досок на гвоздях пролетом от 3 м). Возможно выполнение арок из камня (кирпичей) обычно небольших пролетов, которые способны перекрывать оконные и дверные проемы.

10.2.2. Понятие о расчете арок

Расчет арок, как и других конструкций, состоит из определения внутренних усилий и подбора размеров сечений. Наиболее просто выполняется расчет трех шарнирной арки, которая является статически определимой, в отличие от двух и бесшарнирных арок. Прежде всего в таких арках определяется величина распора H , который в общем случае находится из уравнения

$$\sum M_c^{\text{лев. (прав.)}} = 0, \quad (10.1)$$

где $\sum M_c^{\text{лев. (прав.)}}$ — сумма моментов всех сил, расположенных слева или справа от шарнира c (рис. 10.12).

В частном случае при действии только равномерно распределенной нагрузки q по всей длине арки распор равен:

$$H = \frac{ql^2}{8f}, \quad (10.2)$$

где f — стрела подъема.

После определения распора находят внутренние усилия в любом сечении — «к» арки: M_k ; Q_k ; N_k (рис. 10.12):

$$\text{изгибающий момент } M_k = M_k^0 - Hy_k; \quad (10.3)$$

$$\text{поперечная сила } Q_k = Q_k^0 \cos \alpha - H \sin \alpha; \quad (10.4)$$

$$\text{продольная сила } N_k = -Q_k^0 \sin \alpha + H \cos \alpha, \quad (10.5)$$

где M_k^0 и Q_k^0 — балочные изгибающие моменты и поперечные силы, определяемые для балки, которая имеет такой же пролет и нагрузки, как и рассчитываемая арка;

y_k — ордината рассматриваемой точки (сечения) арки;

α — угол наклона между касательной к оси арки в рассматриваемой точке и горизонталью.

Если определить усилия в сечениях арки, проведенных через 1–2 м, то можно построить эпюры M_k , Q_k , N_k , которые дадут более точные представления об изменении усилий в арке по ее длине.

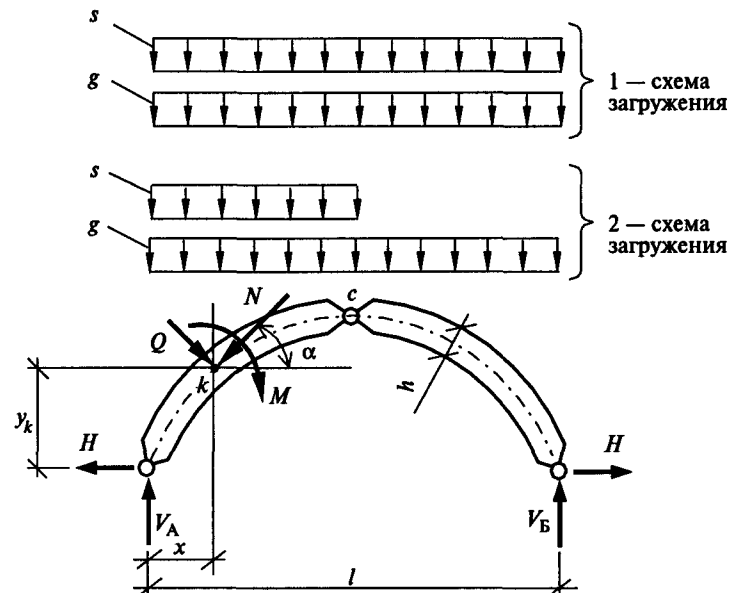


Рис. 10.12. Усилия, действующие в арке

Усилия в арке определяются для нескольких схем загрузок. Если постоянная нагрузка g действует на арку обычно равномерно по всей длине арки, то снеговая нагрузка s может действовать как равномерно по всей длине, так и располагаться на половине длины арки. Часто именно несимметричная схема загрузки оказывается наиболее невыгодной для арок.

Очертание арки должно возможно ближе совпадать с кривой давления, т.е. принимать такую форму, при которой при равномерно распределенной нагрузке в сечениях арки не возникают изгибающие моменты. Кривая давления в арке от постоянной равномерно распределенной нагрузки — парабола, поэтому чаще всего форма арки принимается параболической. Уравнение квадратной параболы:

$$y = \frac{4f}{l^2} x(l-x), \quad (10.6)$$

где f — стрела подъема арки;

l — пролет арки.

Однако для удобства изготовления аркам могут придавать очертания дуги окружности, эллипса и другие произвольные очертания.

Общий порядок расчета арки:

- задаются материалом, очертанием, генеральными размерами и размерами сечения пояса арки (рис. 10.13); высота сечения арки $h = (1/30 - 1/50)l$ в деревянных и железобетонных арках и $h = (1/30 - 1/80)l$ в стальных арках;

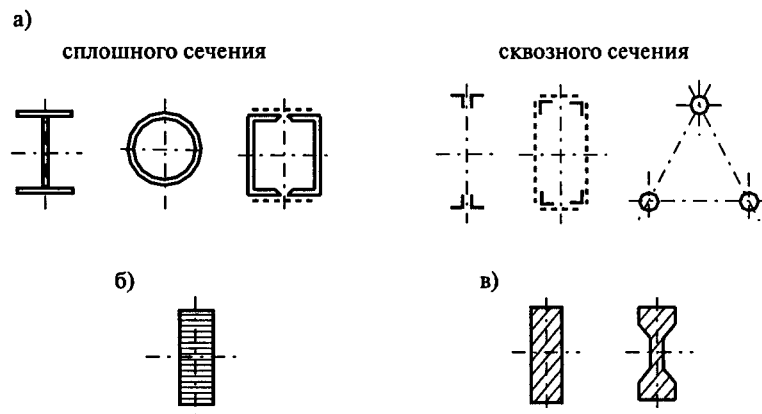


Рис. 10.13. Виды поперечных сечений арок:
а) металлических; б) деревянных; в) железобетонных

- определяют усилия (M , N , Q) в сечениях арки при различных загружениях;
- проверяют прочность принятого сечения пояса арки на действие самого неблагоприятного сочетания нагрузок (при необходимости ранее принятые размеры сечения арки корректируют);
- в случае наличия затяжки определяют ее сечение;
- конструируют узлы арки.

11. ОСНОВАНИЯ

Общие положения

Здания и сооружения передают нагрузки на основания, которые состоят из грунтов. Изучением свойств грунтов и созданием теории их расчета занимается дисциплина «Механика грунтов».

Грунты — это горные породы, почвы, техногенные образования, которые залегают в верхней части земной коры, являются объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека и могут быть использованы в качестве оснований зданий и сооружений, среды для размещения в них сооружений, материала самого сооружения.

Наиболее часто в качестве оснований используются несцементированные, сыпучие и глинистые грунты, реже, так как реже выходят на поверхность, скальные грунты. Классификация грунтов в строительстве принимается в соответствии с ГОСТ 25100-95 «Грунты. Классификация».

Знание строительной классификации грунтов требуется для оценки их свойств как оснований под фундаменты зданий и сооружений. Грунты делятся на классы по общему характеру структурных связей. Различают: класс природных скальных грунтов, класс природных дисперсных грунтов, класс природных мерзлых грунтов, класс техногенных грунтов. Более подробно рассмотрим класс природных скальных грунтов и класс дисперсных грунтов.

Скальные грунты — грунты с жесткими структурными связями (кристаллизационными и цементационными). Скальные грунты могут состоять из изверженных, метаморфических и осадочных сцементированных горных пород. Наиболее распространенные виды скального грунта: граниты, песчаники, известняки и др.

Класс скальных грунтов подразделяется на группы (скальные и полускальные грунты). Условная граница между скальными и полускальными грунтами принимается по расчетному значению предела прочности на одноосное сжатие скальных грунтов R_c (см. параграф 11.1.5).

Дисперсные грунты — грунты, состоящие из отдельных минеральных частиц (зерен) разного размера, слабо связанных друг с другом. Эти грунты образуются в результате выветривания скальных грунтов с последующей транспортировкой продуктов выветривания водным или эоловым (воздушным) путем и их отложения.

Дисперсные грунты делятся на две группы: **связные дисперсные грунты** — это грунты с водно-коллоидными связями (глинистые грунты, илы, сапропели, заторфленные грунты, торфы); **несвязные дисперсные грунты** (пески, крупнообломочные грунты). В крупнообломочных грунтах могут встречаться окатанные частицы и неокатанные. Щебень представляет собой неокатанные обломки горных пород размером от 10 до 100 мм, окатанные обломки таких размеров называются галькой. Дресва — мелкие остроугольные обломки породы размером от 2 до 10 мм, окатанные обломки таких размеров называются гравием.

Из вышеперечисленных грунтов состоят основания. **Основанием** называют часть массива грунтов, непосредственно воспринимающую нагрузку от фундамента. Различают **естественные** и **искусственные** основания: естественные основания состоят из грунтов природного сложения, а искусственные основания — из уплотненных, закрепленных или замененных грунтов. В случае если основания состоят из одного слоя грунта (пласта), они называются **однородными**, из нескольких пластов — **неоднородными**. Пласт грунта, непосредственно воспринимающий нагрузки от фундамента, называется несущим, а нижележащие пласты — **подстилающими**.

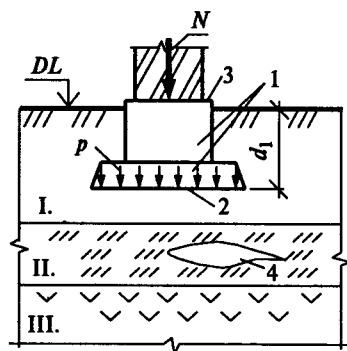


Рис. 11.1. Основные понятия: 1 — фундамент; 2 — подошва фундамента; 3 — верхний обрез фундамента; 4 — линза (включение в пласт другого грунта); DL — отметка планировки; d_1 — глубина заложения фундамента; I — несущий пласт; II, III — подстилающие пласты

Расчет оснований ведется по двум группам предельных состояний, при этом учитывается совместная работа оснований, фундаментов и надземных конструкций.

Фундаментом называют подземную часть здания или сооружения, которая предназначена для передачи нагрузок на основание. Нагрузка N , приходящаяся на верхний обрез фундамента, распределяется по подошве фундамента и вызывает давление в основании p (рис. 11.1).

Для расчета фундаментов и оснований необходимо знать свойства грунтов, которые разделяются на физические и механические.

11.1. Естественные основания

11.1.1. Некоторые физические характеристики грунтов

Физические характеристики грунтов, их строительная классификация, грунтовые воды, напластования грунтов и т.п. более подробно рассматриваются в курсе «Инженерная геология». В настоящем учебнике даны основные понятия, нужные для понимания расчетов оснований и фундаментов.

Грунты являются трехкомпонентной системой, т.е. состоят из твердых частиц и пор, которые заполнены водой и газами (рис. 11.2).

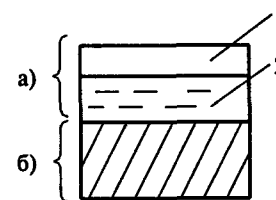


Рис. 11.2. Грунт: а) поры (заполненные: 1 — газами; 2 — водой); б) твердые частицы (минеральная часть грунта)

Ряд характеристик грунтов определяют в лабораторных условиях, для них принимают следующие обозначения: V — объем грунта; V_s — объем твердых частиц; V_n — объем пор; V_w — объем воды; m — масса грунта; m_s — масса твердых частиц; m_w — масса воды. Определив эти характеристики, можно найти следующие основные характеристики грунта:

- **плотность грунта** $\rho = m/V$ (кг/м³); (11.1)

- **плотность твердых частиц грунта** $\rho_s = m_s/V_s$ (кг/м³); (11.2)

- **влажность** $W = m_w/m_s$, (11.3)

Зная плотности грунта, можно найти соответственно:

- **удельный вес твердых частиц** (кН/м³):

$$\gamma = \rho g; \quad (11.4)$$

$$\gamma_s = \rho_s g, \quad (11.4, a)$$

где $g \approx 10$ (м/сек²) — ускорение свободного падения.

При проектировании фундаментов и оснований кроме основных характеристик необходимо знать ряд физических характеристик грунта, которые можно определять расчетом;

- **коэффициент пористости грунта** $e = V_w/V_s$, (11.5)

по которому определяется плотность сложения грунтов (табл. 11.2);

- **удельный вес грунта при учете взвешивающего действия воды** (кН/м³):

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1 + e) \quad (11.6)$$

и другие характеристики.

Ниже рассматриваются физические характеристики дисперсных грунтов. Как уже отмечалось, дисперсные грунты разделяются на связные и несвязные. Связные дисперсные грунты обладают свойством пластичности.

Для **пластичных грунтов** (глинистые грунты, торфы) определяют характеристики, отражающие способность этих грунтов удерживать воду и состояние грунтов (от твердого до текучего) при природной влажности. Способность глинистых грунтов удерживать воду зависит от количества глинистых частиц в грунте, между частицами глины образуются водно-коллоидные связи, которые придают грунту связность (препятствуют рассыпанию частиц грунта) и влияют на работу таких грунтов под нагрузкой. Для нахождения этих характеристик предварительно в лабораторных условиях определяют **влажность на границе текучести и на границе раскатывания**:

- **влажность на границе текучести** W_L — это такая влажность, при которой грунт переходит в текучее состояние. Величина условная, определяемая при помощи стандартного конуса, который ставится на исследуемый грунт, в котором изменяют влажность. При опускании конуса на установленную стандартом глубину считается, что грунт достиг границы текучести. Определяют для этого состояния грунта влажность, которая и считается влажностью на границе текучести;

- **влажность на границе раскатывания** W_p — это такая влажность, при которой грунт переходит в полутвердое состояние. Оп-

ределяется раскатыванием тонких цилиндров грунта. При раскатывании вода, находящаяся в грунте, постепенно испаряется и наступает момент, когда в грунте появляются трещины. Принято считать, что при этом грунт перешел в полутвердое состояние и определяется влажность такого грунта, которая и считается влажностью на границе раскатывания.

Используя влажности на границе текучести и раскатывания, расчетом определяют следующие характеристики пластичных грунтов:

- **число пластичности** $I_p = W_L - W_p$ (11.7)

характеризует способность грунтов удерживать воду в промежутке от полутвердого состояния до текучего состояния. Чем больше в грунте глинистых частиц, тем больше число пластичности; *грунты относятся к глинистым при $I_p \geq 1$* (т.е. становятся связными); глинистые грунты подразделяются в зависимости от числа пластичности I_p на *супесь, суглинок, глину* (табл. 11.1); супесь в своем составе содержит много песчаных частиц, суглинок меньше и глина еще меньше;

- **показатель текучести** $I_L = (W - W_p)/(W_L - W_p)$ (11.8)

показывает состояние пластичного грунта при природной влажности (находится грунт в текучем, твердом или в каком-то промежуточном состоянии) (табл. 11.2).

Наименование глинистых грунтов складывается из наименования их разновидности (табл. 11.1) и разновидности по числу пластичности (табл. 11.2).

Таблица 11.1

Разновидность глинистых грунтов в зависимости от числа пластичности

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности I_p
Супесь	1–7
Суглинок	7–17
Глина	>17

Несвязные (сыпучие) грунты (крупнообломочные, песчаные грунты) не обладают пластичностью и подразделяются на типы в зависимости от их гранулометрического состава (табл. 11.3). **Гранулометрический состав** характеризует содержание по массе групп частиц грунта различной крупности (фракций) по отношению к общей массе абсолютно сухого грунта. Гранулометрический состав

грунта определяется при помощи набора стандартных сит, через которые просеивается грунт, взвешивается остаток грунта на каждом сите и определяется процентное соотношение групп частиц грунта различной крупности к общей массе, которая принимается за 100%. Так, например, пески в зависимости от гранулометрического состава разделяются на *пески гравелистые, крупные, средней крупности, мелкие и пылеватые*.

Таблица 11.2

Разновидность глинистых грунтов по показателю текучести

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести I_L
А. Супесь	
твердая	< 0
пластичная	0–1
текучая супесь (применять в качестве оснований текучую супесь не рекомендуется)	> 1
Б. Суглинки и глины	
твердые	< 0
полутвердые	0–0,25
тугопластичные	0,25–0,5
мягкопластичные	0,5–0,75
текучепластичные	0,75–1,0
текучие	> 1,0
(применять в качестве оснований текучие и текучепластичные суглинки и глины не рекомендуется)	

Кроме подразделения на типы, в зависимости от гранулометрического состава для сыпучих грунтов следует устанавливать **степень неоднородности** C_v в зависимости от содержания частиц различных размеров:

$$C_v = d_{60}/d_{10}, \quad (11.9)$$

где d_{60} и d_{10} — диаметры частиц, мм, мельче которых в данном грунте содержится соответственно 60 и 10% (по массе) частиц. Чем меньше C_v (ближе к единице), тем однороднее грунт.

Наименование несвязных грунтов складывается из наименования их разновидности (табл. 11.3) и разновидности по плотности сложения (табл. 11.4), кроме этого указываются степень однород-

ности, влажность и другие характеристики, необходимые для расчета фундаментов.

Таблица 11.3

Разновидность крупнообломочных грунтов и песков

Разновидность грунтов	Размер зерен, частиц, мм	Содержание зерен, частиц в % по массе
Крупнообломочные:		
Валунный (при преобладании неокатанных частиц — глыбовый)	>200	>50
Галечниковый (при неокатанных гранях — щебенистый)	>10	>50
Гравийный (дресвяный)	>2	>50
Пески:		
Гравелистый	>2	>25
Крупный	>0,50	>50
Средней крупности	>0,25	>50
Мелкий	>0,10	>75
Пылеватый	>0,10	<75

Таблица 11.4

Разновидность песков по плотности сложения

Разновидность песков	Коэффициент пористости e		
	Пески гравелистые, крупные, средней крупности	Пески мелкие	Пески пылеватые
Плотные	<0,55	<0,60	<0,60
Средней плотности	0,55–0,70	0,60–0,75	0,60–0,80
Рыхлые (использование рыхлых песков в качестве оснований не рекомендуется)	>0,70	>0,75	>0,80

11.1.2. Механические характеристики дисперсных грунтов

Механические характеристики дисперсных грунтов определяют их работу под нагрузкой — деформационные свойства, от которых зависит осадка фундаментов, поведение грунтов в откосах др.

Одной из основных характеристик сжимаемости грунтов является **модуль общей деформации** E (МПа), который определяется лабораторными или натурными испытаниями грунтов под нагрузкой. Без знания модулей деформации грунтов невозможно рассчитать осадку фундамента, которая и определяет работу фундамента. Модуль общей деформации в лабораторных условиях устанавливается испытанием образца грунта в компрессионных приборах (рис. 11.3, а) или в приборах трехосного сжатия — стабилометрах.

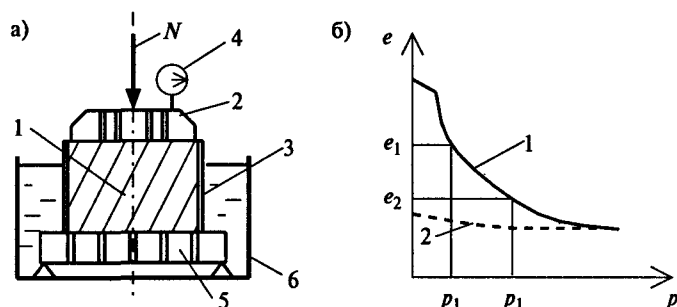


Рис. 11.3. а) Схема прибора для компрессионных испытаний; 1 — исследуемый грунт; 2 — пористый поршень; 3 — металлическое кольцо; 4 — индикатор для замера осадок грунта под давлением; 5 — пористое дно; 6 — ванна; б) Компрессионная кривая: 1 — кривая нагружения; 2 — кривая разгрузки

При исследовании грунта в компрессионном приборе исследуемый грунт помещается в кольцо и к нему через поршень прикладывается последовательно увеличивающаяся нагрузка. Поршень и дно выполняются пористыми, чтобы вода могла выходить и попадать в грунт. Если грунт в естественных условиях находился ниже уровня грунтовых вод, в ванну наливают воду. По индикатору выполняют замеры осадки грунта при различных давлениях. После испытания грунта строят диаграмму (компрессионную кривую) (рис. 11.3, б), на которой по оси абсцисс откладывают давление p , по оси ординат — коэффициент пористости e (вычисленный по осадкам грунта в приборе). По компрессионной кривой определяют **коэффициент сжимаемости** m_v :

$$m_v = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1). \quad (11.10)$$

Затем вычисляют модуль общей деформации:

$$E = (1 + e) \beta / m_v, \quad (11.11)$$

где e — коэффициент пористости грунта в природном состоянии; β — безразмерный коэффициент, учитывающий поперечные деформации грунта (так, для песков $\beta = 0,76$, для глин $\beta = 0,42$).

Модуль общей деформации грунтов можно определять и по результатам полевых испытаний.

Для расчета фундаментов необходимо знать **угол внутреннего трения** φ и **удельное сцепление грунта** c . Различают нормативные и расчетные значения угла внутреннего трения и сцепления грунта. При расчетах по второй группе предельных состояний $\varphi_n = \varphi_{II}$; $c_n = c_{II}$ (индекс «II» показывает, что расчет ведется по второй группе предельных состояний).

Сцепление и угол внутреннего трения грунта можно определять по результатам полевых исследований и в лабораторных условиях. В лабораторных условиях эти характеристики определяют на сдвиговых приборах (рис. 11.4).

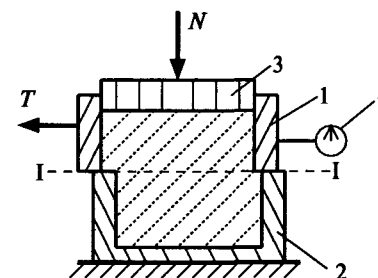


Рис. 11.4. Схема прибора для испытания грунта на сдвиг: 1, 2 — металлические цилиндры; 3 — штамп; 4 — индикатор

Образец грунта, помещенный в сдвиговый прибор, сдвигается силой T при различных давлениях, возникающих от нагрузки N . По результатам испытаний строится график работы грунта на сдвиг (рис. 11.5) и определяются удельное сцепление и угол внутреннего трения. График строится в осях p — τ , где давление $p = N/A$, сопротивление грунтов сдвигу $\tau = T/A$ (A — площадь сечения образца).

Сопротивление грунтов сдвигу выражается зависимостью

$$\tau = c + \text{tg} \varphi. \quad (11.12)$$

Грунт при давлении на него фундамента выдавливается из-под фундамента (сдвигается), и характеристики его работы на сдвиг (удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ) необходимы для определения несущей способности грунта. На их величину влияют размер частиц, коэффициент пористости и влажность грунта.

Установив название грунта, коэффициент пористости, а для глинистых грунтов еще и показатель текучести, сцепление и угол внутреннего трения грунтов можно определить по таблицам (табл. 11.5, 11.6). Более точные значения сцепления и угла внутреннего трения определяют непосредственными испытаниями грунтов.

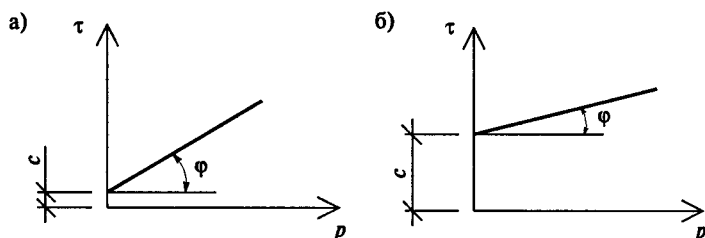


Рис. 11.5. Графики работы грунтов на сдвиг: а) — пески; б) — глины

Таблица 11.5

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., песчаных грунтов четвертичных отложений (Приложение 1, табл.1 СНиП 2.02.01-83*)

Песчаные грунты	Обозначение характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n φ_n	2 43	1 40	— 38	— —
Средней крупности	c_n φ_n	3 40	2 38	1 35	— —
Мелкие	c_n φ_n	6 38	4 36	2 32	— 28
Пылеватые	c_n φ_n	8 36	6 34	4 30	2 26

11.1.3. Расчетные сопротивления грунта

Деформации основания под нагрузкой

Для выявления закономерностей деформирования грунтового основания под нагрузкой на основании опытных данных строят график зависимости осадки s от давления p (рис. 11.6, а).

При возрастании давления под фундаментом грунт последовательно проходит три стадии работы (фазы уплотнения). На *первой стадии*, когда давление небольшое, происходит уплотнение частиц грунта за счет уменьшения объема пор. На этой стадии график прак-

тически может приниматься прямолинейным. Конец фазы уплотнения (на графике обозначен точкой n) совпадает с началом образования зон сдвига, которые первоначально возникают у краев фундамента (рис. 11.6, б). На *второй стадии* (участок $n-t$ на графике) в уже уплотненном грунте при возрастании давления происходит боковой сдвиг частиц грунта. В конце второй стадии под подошвой фундамента образуется уплотненное ядро в виде клина (рис. 11.6, в), которое раздвигает грунтовое основание и приводит к резкому нарастанию осадки. На *третьей стадии* работы происходит разрушение грунта и выпирание его из-под фундамента на поверхность, при этом фундамент получает значительные, долго не затухающие осадки.

Таблица 11.6

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., пылевато-глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений (Приложение 1, табл. 2 СНиП 2.02.01-83*)

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателей текучести		Обозначение характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n φ_n	21 30	17 29	15 27	13 24	— —	— —	— —
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n φ_n	19 28	15 26	13 24	11 21	9 18	— —	— —
	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n φ_n	47 26	37 25	31 24	25 23	22 22	19 20	— —
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n φ_n	39 24	34 23	28 22	23 21	18 19	15 17	— —
Глины	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n φ_n	— —	— —	25 19	20 18	16 16	14 14	12 12
	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n φ_n	— —	81 21	68 20	54 19	47 18	41 16	36 14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n φ_n	— —	— —	57 18	50 17	43 16	37 14	32 11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n φ_n	— —	— —	45 15	41 14	36 12	33 10	29 7

При расчетах фундаментов условно принято, что *допускается их работа при давлениях на грунт, соответствующих началу второй стадии*, когда области предельного равновесия (сдвига) грунта распространились на глубину $1/4b$, где b — ширина подошвы фундамента (рис. 11.6, б). Такую величину давления p считают предельной и обозначают R — *расчетное сопротивление грунта* (рис. 11.6, а).

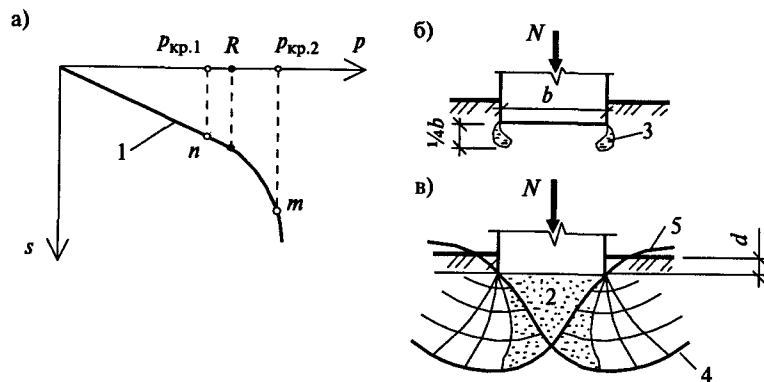


Рис. 11.6. Деформация грунтового основания: 1 — график $s = f(p)$; 2 — уплотненное ядро; 3 — области предельного равновесия; 4 — линии скольжения; 5 — выпор грунта

Если давление под подошвой центрально-сжатого фундамента меньше расчетного сопротивления грунта ($p \leq R$), осадки обычно не превышают предельных значений, установленных нормами. Максимальное давление под подошвой внецентренно нагруженных фундаментов ограничивается величиной $1,2R$.

Определение расчетного сопротивления грунта R

Для определения площади подошвы фундамента необходимо знать расчетное сопротивление грунта. В свою очередь, как это следует из его определения, расчетное сопротивление грунта зависит не только от свойств грунта, но и от ширины фундамента, т.е. надо знать хотя бы приближенно размеры фундамента.

Для нахождения предварительных размеров фундамента используют расчетные сопротивления грунтов R_0 , которые приводятся в табл. 1–6 Приложения 3 СНиП 2.02.01-83* (для песчаных и глинистых грунтов — см. табл. 11.7, 11.8).

Определив предварительный размер ширины фундамента b (см. параграф 12.1.3), глубину заложения фундамента и механические характеристики грунтов (удельное сцепление c_{II} и угол внутреннего трения φ_{II} (табл. 11.5, 11.6), устанавливаем точное значение расчетного сопротивления грунта R по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1)d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (11.13)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 11.9;

M_{γ} , M_q , M_c — коэффициенты, определяются в зависимости от угла внутреннего трения по табл. 11.10;

k — коэффициент, принимаемый равным: $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями; $k = 1,1$, если они приняты по табл. 11.5, 11.6;

k_z — коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м $k_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м);

b — ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м³;

γ'_{II} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³;

c_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_1 — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (11.14)$$

где h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} — расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³;

d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной свыше 2,0 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м $d_b = 0$).

Таблица 11.7
Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов
(Приложение 3, табл. 2 СНиП 2.02.01-83*)

Пески	Значение R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	Плотные	Средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

Таблица 11.8

Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов (Приложение 3, табл. 3 СНиП 2.02.01-83*)

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Примечания: 1. При определении расчетных сопротивлений R_0 по таблицам при промежуточных значениях коэффициента пористости e и показателя текучести I_L необходимо проводить интерполяцию (см. уравнения 11.21, 11.22). 2. Расчетные сопротивления R_0 в некоторых случаях допускается использовать и для окончательного назначения размеров подошвы фундамента, более подробно — см. пп. 2.42, 3.10, 8.4, 11.5 СНиП 2.02.01-83*.

Таблица 11.9

Значения коэффициентов γ_{c1} , γ_{c2} (табл. 3 СНиП 2.02.01-83*)

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя:			
$I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
$I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примечания: 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований. 2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.

Таблица 11.10

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c (табл. 4 СНиП 2.02.01-83*)

Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

11.1.4. Расчет осадок оснований

Расчетная величина осадки фундамента s ограничивается максимальной осадкой $s_{max,и}$:

$$s \leq s_{max,и} \quad (11.15)$$

Значения максимальной осадки фундаментов приведены в Приложении 4 СНиП 2.02.01-83*.

Для определения осадки пользуются различными способами; наиболее распространенным является метод послойного суммирования, сущность которого состоит в разделении всей толщи основания на слои и определении осадок в каждом элементарном слое с последующим их суммированием. Для нахождения осадок необходимо знать напряжения в грунте, возникающие от собственного веса грунта, характер распределения напряжений по подошве фундамента и их изменение в массиве основания. Понятия о выполнении этих расчетов даны ниже.

Распределение напряжений в грунте от собственного веса грунта

Верхние слои грунта оказывают давление на нижние, и это необходимо учитывать при расчетах фундаментов и подземных сооружений. Напряжения от собственного веса грунтов на глубине z от поверхности естественного рельефа для однородного слоя грунта определяются по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma_i h_i, \quad (11.16)$$

где γ_i — удельный вес i -го слоя грунта;

h_i — толщина i -го слоя грунта.

Если имеется несколько слоев, напряжения от каждого слоя грунта суммируются. В случае если часть грунта находится на водоупоре, то ниже уровня грунтовых вод WL удельный вес грунта принимается с учетом взвешивающего действие воды γ_{sb} , а напряжение на верхней границе водоупора увеличивается на величину давления воды $\gamma_w h_3$ (рис. 11.7) ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ — удельный вес воды).

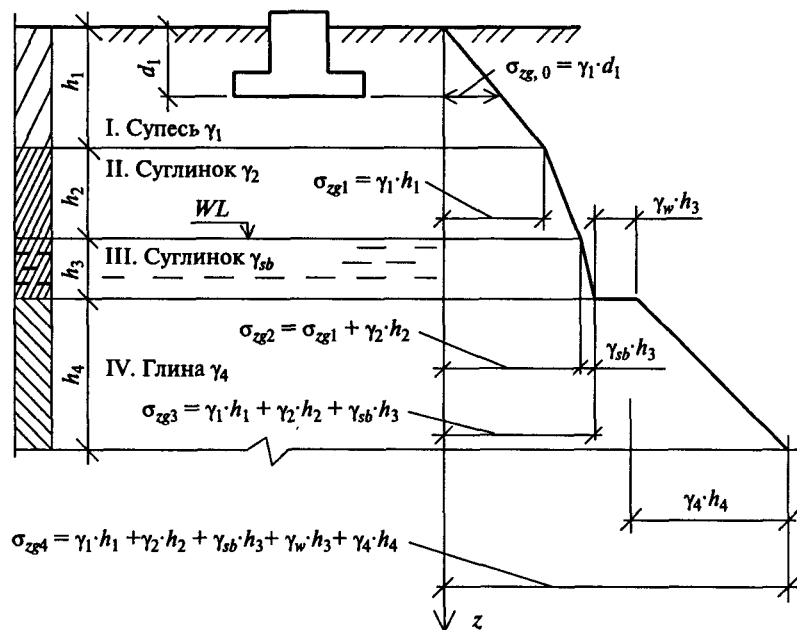


Рис. 11.7. Напряжения от собственного веса грунта

Напряжения, возникающие от собственного веса грунта, на глубине подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_1 d_1, \quad (11.16, a)$$

где d_1 — глубина заложения фундамента.

Распределение напряжений по подошве фундамента

Давления, возникающие под подошвой фундамента от нагрузок, приходящихся на фундамент, распределяются по криволинейному закону, но для упрощения расчетов давления под подошвой фундамента условно принимаются равномерно распределенными и для их нахождения пользуются формулами сопротивления материалов для центрального и внецентренного сжатия сплошного упругого бруса (рис. 11.8).

При центральном приложении нагрузки на фундамент давления определяют по формуле

$$p = N/A, \quad (11.17)$$

где N — нормальная сила в сечении по подошве фундамента, кН;

$A = ba$ — площадь подошвы фундамента, м^2 .

При внецентренном приложении нагрузки (сила приложена с эксцентриситетом или одновременно действуют продольная сила и изгибающий момент) давления у краев фундамента определяют по формулам:

$$p_{\max} = N/A + M/W; \quad (11.17, a)$$

$$p_{\min} = N/A - M/W; \quad (11.17, б)$$

где $M = Ne_0$ — изгибающий момент относительно центра тяжести подошвы фундамента, $\text{кН} \cdot \text{м}$ (здесь e_0 — эксцентриситет приложения силы N , м);

W — момент сопротивления площади подошвы фундамента, м^3 , $W = ab^2/6$.

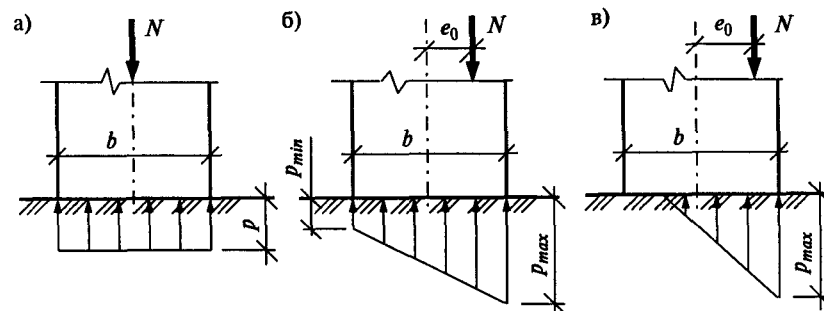


Рис. 11.8. Напряжения (среднее давление) по подошве фундамента: а) — при центральном сжатии; б), в) — при внецентренном сжатии

Подошва центрально-сжатых фундаментов обычно принимается квадратной, а внецентренно сжатых может вытягиваться в направлении действия изгибающего момента. При больших эксцентриситетах приложения нагрузки (рис. 11.8, в) часть площади фундамента может не работать (напряжения p_{min} получаются отрицательными), применение таких фундаментов нежелательно.

Распределение давления в массиве основания

Давление, прикладываемое фундаментом на грунт, уменьшается по мере увеличения глубины от подошвы фундамента (распределяется в массиве грунта). При расчетах осадки фундаментов напряжения в массиве грунта на различных глубинах по оси, проходящей через центр подошвы фундамента, определяются по формуле

$$\sigma_z = \alpha p_0, \quad (11.18)$$

где α — коэффициент, принимаемый по табл. 1 Приложения 1 СНиП 2.02.01-83* в зависимости от соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины слоя грунта:

$$\xi = 2z/b;$$

p_0 — дополнительное давление на основание;

$$p_0 = p - \sigma_{z,0}; \quad (11.18, a)$$

z — глубина слоя грунта (принимается от низа подошвы фундамента до рассматриваемой глубины);

b — ширина фундамента;

$\sigma_{z,0}$ — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента,

p — среднее давление под подошвой фундамента.

Для нахождения дополнительных напряжений под центром фундамента (рис. 11.9) толщу грунта под подошвой фундамента разбивают на слои высотой $h_i = (0,2-0,4)b$, находят отношения сторон фундамента и коэффициенты $\xi = 2z/b$ (где $z = \sum h_i$). Затем по табл. 1 Приложения 2 СНиП 2.02.01-83* определяют значения коэффициента α для различных глубин. По формуле $p_0 = p - \sigma_{z,0}$ определяют дополнительное вертикальное давление на основание. Находят дополнительные вертикальные напряжения на различных глубинах по формуле $\sigma_z = \alpha p_0$ и определяют средние дополнительные вертикальные напряжения в каждом слое грунта σ_{zpi} , которые необходимы для определения величины осадки.

Понятие об определении осадки фундамента

Зная дополнительное вертикальное давление на основание под подошвой фундамента p_0 , высоту элементарных слоев грунта, на

которые разбито основание h_i , а также средние дополнительные вертикальные напряжения в этих слоях σ_{zpi} и модуль деформации грунта E_i , можно определить осадку фундамента s как сумму элементарных осадок, возникающих в каждом слое. Формула 11.15, а, принимает вид

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i} \leq S_{max}, \quad (11.15, a)$$

где β — безразмерный коэффициент, равный 0,8;

σ_{zpi} — среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта;

h_i и E_i — соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта;

n — число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

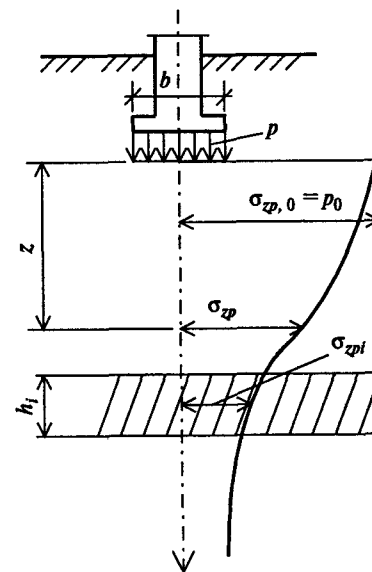


Рис. 11.9. Схема распределения вертикальных напряжений в грунте

Осадки считаются в пределах границы сжимаемой толщи основания. Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_z = 0,2\sigma_{z,0}$ (здесь σ_z — дополнительное вертикальное напряжение на глубине $z = H_c$ по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента; $\sigma_{z,0}$ — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на этой же глубине).

При определении площади подошвы фундаментов, основанием для которых служат дисперсные грунты, решающим является их осадка (расчет по второй группе предельных состояний). В случае выполнения п. 2.56 СНиП 2.02.01-83* расчет деформаций основания допускается не выполнять, если среднее давление под фундаментом не превышает расчетного сопротивления — $p \leq R$.

11.1.5. Понятие о расчетах скальных оснований

Прочность скальных грунтов определяется испытаниями на сжатие в прессе вырезанных из скалы кубов (аналогично испытанию бетонных кубов). В результате испытаний определяется *расчетный предел прочности грунта на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии* R_c . Скальные грунты подразделяются в зависимости от прочности на скальные и полускальные. При $R_c \geq 5$ МПа грунты считаются скальными, при $R_c < 5$ МПа — полускальными. Полускальные грунты менее прочны, чем скальные, более пористы и влагоемки. К ним относятся сильно выветрелые магматические породы, вулканические туфы и ряд осадочных пород — гипс, ангидрит, мел и т.п. Скальные и полускальные грунты отличаются практической несжимаемостью при давлениях, возникающих под фундаментами зданий и сооружений, и *часто являются хорошими основаниями*.

Грунтовая вода, действуя на некоторые породы полускальных грунтов (гипс, мергели, известняки), может образовывать в их массивах трещины и пустоты, что снижает их прочность при использовании в качестве оснований. Воздействие воды на скальные грунты измеряется коэффициентом размягчаемости в воде. Следует учитывать также степень выветрелости скальных грунтов (степень разрушенности скального основания) и другие показатели.

Как уже отмечалось, скальные грунты считаются практически несжимаемыми и осадки фундаментов на скальных грунтах не возникают. *Расчет оснований на скальных грунтах производят по первой группе предельных состояний — по прочности.*

При расчете фундаментов на скальном основании вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания N_u , кН, вычисляется по формуле

$$N_u = R_c b' l', \quad (11.19)$$

где $b' = b - 2e_b$; $l' = l - 2e_l$, здесь b , l — соответственно ширина и длина подошвы фундамента; e_b , e_l — соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении попереч-

ной и продольной осей фундамента, м. При центральном сжатии $b' = b$; $l' = l$.

Расчетная нагрузка на фундамент N не должна превышать силу предельного сопротивления скального основания N_u , взятую с коэффициентом условия работы и коэффициентом надежности по ответственности:

$$N \leq \frac{\gamma_c N_u}{\gamma_n}, \quad (11.20)$$

где γ_c — коэффициент условия работы; для скальных грунтов невыветрелых и слабовыветрелых $\gamma_c = 1,0$; выветрелых — $\gamma_c = 0,9$; сильновыветрелых — $\gamma_c = 0,8$;

γ_n — коэффициент надежности по ответственности сооружения для грунтов, принимается равным 1,2, 1,15, 1,10 соответственно для зданий I, II, III классов.

11.2. Искусственные основания

В случаях когда существующее естественное основание недостаточно прочно или возможно его движение под нагрузкой, свойства основания можно улучшить, произведя уплотнение, укрепление или замену грунта. Созданное таким способом основание называется *искусственным*. Искусственные основания должны обладать необходимой прочностью, устойчивостью в течение всего срока службы возводимых на них зданий и сооружений.

Выполнение искусственных оснований связано с дополнительными затратами средств, часто весьма существенными, и поэтому вопрос о способах и целесообразности их создания решается на основании соответствующего экономического обоснования.

11.2.1. Замена слабых грунтов

Слабые грунты, расположенные вблизи поверхности, возможно удалить и заменить на другие, обладающие нужными строительными свойствами (рис. 11.10). Обычно вынутые грунты заменяют песком (крупным и средней крупности), гравием, щебнем, образуя песчаные (гравийные) подушки. Отсыпка грунта производится слоями по 15–20 см, каждый вновь подсыпанный слой увлажняется и уплотняется трамбованием.

Гравийные подушки обладают большей жесткостью по сравнению с песчаными подушками. Песчаные подушки не рекоменду-

ется применять в случае возможного вымывания подушки грунтовыми водами. Высоту подушки назначают таким образом, чтобы давление, передаваемое на подстилающий слой, не превышало расчетного сопротивления для этого слоя.

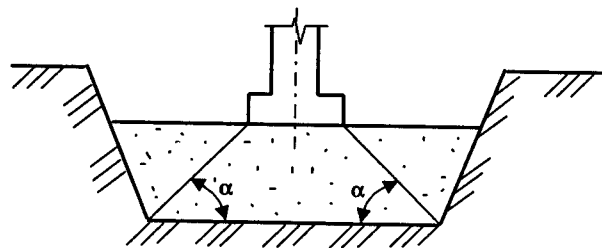


Рис. 11.10. Фундамент на песчаной подушке

Для обеспечения устойчивости основания песчаная подушка должна иметь достаточную ширину, иначе слабый грунт, находящийся по сторонам подушки, будет уплотняться и подушка будет выдавливаться в стороны. Устойчивость песчаной подушки обеспечивается при угле $\alpha = 45\text{--}60^\circ$ между линиями, проведенными из углов подошвы фундамента к углам нижнего основания песчаной подушки, и горизонталью.

11.2.2. Поверхностное уплотнение грунта

Для устранения просадочных свойств макропористых лессовидных грунтов при устройстве песчаных подушек и для уменьшения сжимаемости грунтов производят поверхностное уплотнение грунта. Поверхностное уплотнение грунта выполняют тяжелыми катками, виброкатками или трамбовками.

Уплотнение грунтов трамбовками

Для уплотнения грунта используют тяжелые трамбовки массой 2,0–4,0 т, которые сбрасываются краном с лебедкой с высоты 3,5–5 м. В одно и то же место трамбовка сбрасывается 5–12 и более раз. Этим достигается уплотнение грунта на глубину 1,5–2,3 м. Этот способ применяется при уплотнении песчаных, глинистых, просадочных и насыпных грунтов.

Уплотнение грунтов катками

При послойной укладке грунтов их уплотнение можно вести с помощью тяжелых катков. Перед укаткой грунт увлажняется. Толщина уплотняемого слоя за одну проходку катка составляет 15–20 см, при многократной проходке возможно достигнуть уплотнения грунта на глубину до 60 см.

Поверхностное уплотнение грунтов вибрированием

Виброуплотнение грунтов применяется при послойной отсыпке грунтов при выполнении песчаных подушек, устройстве оснований под полы и т.п.

Виброуплотнение производится при помощи виброкатков, самоходных вибротрамбовок, виброплит. В зависимости от массы механизма и числа колебаний при вибрации толщина уплотняемого слоя колеблется от 0,3 до 2 м. При использовании площадочных вибраторов грунт уплотняется на глубину 10–20 см. При всех типах уплотнения грунта ведется контроль за его уплотнением в соответствии с проектом производства работ.

11.2.3. Глубинное уплотнение

В случае если поверхностного уплотнения грунтов недостаточно, применяется глубинное уплотнение, оно осуществляется на всю глубину активной зоны, влияющей на осадку фундамента. Чаще всего производится уплотнение водонасыщенных песчаных грунтов и просадочных грунтов.

Уплотнение грунтов пробивкой скважины

Для уплотнения грунтов в уплотняемом массиве пробивают ударным способом скважины. Вытесненный при пробивке грунт перемещается в стороны от центра скважины и создает вокруг скважины уплотненную зону, а скважины засыпаются грунтом с послойным уплотнением ударами снаряда, которым пробивалась скважина. Данный метод применяют в насыпных и просадочных грунтах.

Уплотнение грунтов предварительным замачиванием

Просадочные грунты при замачивании самоуплотняются, это и положено в основу данного метода. Этот метод наиболее целесообразен на вновь застраиваемых территориях. Для уплотнения на площадке бурятся скважины, которые засыпаются песком, и в песок подается вода до тех пор, пока не произойдет замачивание грунта на необходимую глубину.

Для полного устранения просадочных свойств грунтов метод предварительного замачивания следует применять в комплексе с другими методами, например с уплотнением грунта тяжелыми трамбовками.

11.2.4. Закрепление грунтов

При закреплении грунтов твердые частицы грунта связываются между собой при помощи химических растворов. Наряду с увеличением прочности и устойчивости грунтов химическое закреп-

ление уменьшает их водопроницаемость и чувствительность к изменению влажности. С помощью химического закрепления возможно выполнение усиления существующих фундаментов, укреплять просадочные грунты, создавать водонепроницаемые завесы.

Метод силикатизации

Силикатизация грунтов выполняется тремя способами: двухрастворным, однорастворным, газовым.

При двухрастворном способе в грунт поочередно нагнетаются через перфорированную трубу (инъектор) растворы силиката натрия (жидкое стекло) и хлористого кальция, которые вступают в химическую реакцию, и образуется гель кремниевой кислоты. Это приводит к быстрому и прочному закреплению грунтового основания (рис. 11.11).

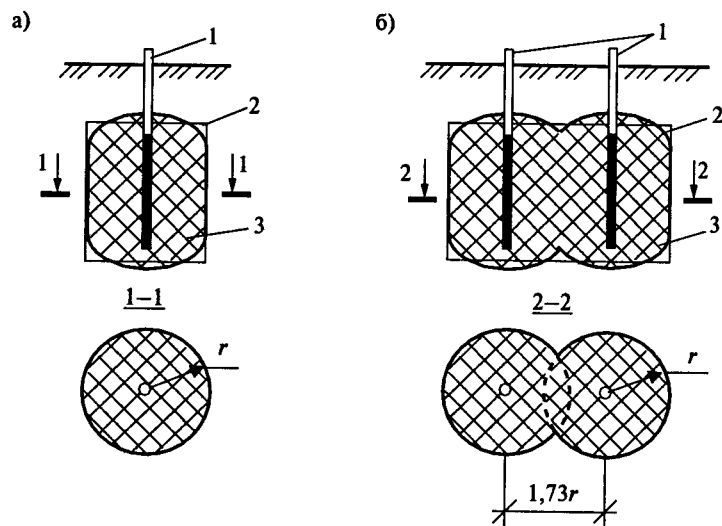


Рис. 11.11. Инъекционное закрепление грунтов: а) при одиночной заходке; б) при выполнении закрепленного массива; 1 — инъектор или инъекционные скважины; 2 — расчетный массив закрепления; 3 — действительный массив закрепления

Сущность однорастворного способа состоит в том, что в грунт через систему инъекторов нагнетается один раствор силиката натрия. Под влиянием химической реакции между раствором силиката натрия и солями грунта выделяется гель кремниевой кислоты, в результате чего грунт прочно закрепляется и приобретает водоустойчивость.

В лессовых грунтах при влажности 17% и более применяют газовую силикатизацию. Она заключается в том, что в качестве отвердителя жидкого стекла используется диоксид углерода CO_2 (в грунт под небольшим давлением через инъекторы подают диоксид углерода, а затем раствор силиката натрия).

При закреплении грунта с поверхности должен быть оставлен слой незакрепленного грунта 1–1,5 м. Число и расположение инъекторов назначается проектом. Погружение инъекторов осуществляется следующими способами: *забивкой*, если выше области закрепления залегают грунты, не содержащие крупных включений (крупного гравия или щебня, строительного мусора и т.п.); *опусканием в предварительно пробуренные скважины* с применением обсадных труб, если выше области закрепления массива залегают плотные глины, крупнообломочные грунты и погружение инъекторов забивкой на заданную глубину невозможно. Пространство между обсадной трубой и инъектором тампонируется песком или влажной глиной. Глубина погружения: забивкой — до 15 м; при опускании в скважины — более 15 м.

По окончании работ по закреплению грунтов проводится контроль качества закрепленного грунта (через отбор образцов с последующим испытанием в лаборатории, прошупыванием, забивкой инъекторов, нагнетанием воды, наблюдением за режимом грунтовых вод и т.п.).

Закрепление грунтов синтетическими смолами

Суть метода заключается в том, что в грунт через систему инъекторов (или скважин) нагнетаются синтетические смолы с отвердителем, наиболее приемлема для упрочнения грунтов карбамидная (мочевиноформальдегидная) смола с различными отвердителями. Эта смола легко растворяется в воде, твердеет при невысокой температуре, имеет относительно низкую стоимость.

Цементация грунтов

Цементация грунтов представляет собой заполнение пустот, трещин, крупных пор в крупнообломочных грунтах цементным или цементно-глинистым раствором, который, твердея, образует цементный камень. Цементация позволяет увеличить прочность и водонепроницаемость грунтов. Используется в грунтах, имеющих поры, трещины, пустоты, размер которых значительно превосходит размер зерен цемента. Цементный раствор закачивается через инъекторы (аналогично силикатизации), перед подачей цементного раствора через инъекторы подают воду, которая смачивает зерна грунта и вымывает мелкие частицы, освобождая поры.

Битумизация грунтов

Битумизацию грунтов применяют при больших скоростях фильтрации в трещиноватых скальных и полускальных породах, т.е. в условиях, когда исключается применение цементации. Для битумизации используют горячий битум или битумную эмульсию (холодная битумизация).

Способ горячей битумизации состоит в том, что расплавленный битум нагнетается через пробуренные скважины и, остывая в породе, придает ей водонепроницаемость. Способ холодной битумизации применяется для закрепления песчаных грунтов. В грунт нагнетается битумная эмульсия.

Оба способа (горячей и холодной битумизации грунтов) имеют ряд существенных недостатков и широкого распространения не получили.

Термическое закрепление грунтов

Этот способ применяется для закрепления лессовых грунтов и неводонасыщенных глинистых грунтов. Сущность метода состоит в преобразовании структурных связей между частицами грунта под воздействием высоких температур. В результате закрепления устраняются просадочные свойства грунта, возрастает их прочность и водостойкость.

Термическое закрепление грунтов выполняется двумя способами: нагнетанием в пробуренные скважины горячего воздуха при температуре 600–800 °С или сжиганием в скважине топлива (газа, мазута, солярового масла), что создает температуру 700–900 °С.

Диаметр скважин принимается 10–20 см, а глубина зависит от слоя грунта, подлежащего укреплению, и колеблется в пределах 6–15 м.

Обжиг грунта проводится в течение 5–10 дней, его начинают вести с нижней части скважины и последовательно перемещают вверх, что достигается посредством опускания в скважину специального регулятора (трубы с асбестовым сальником).

В искусственных основаниях изменяются механические свойства грунтов. Расчет фундаментов на искусственных основаниях следует производить с учетом непосредственных испытаний грунтов, выполняемых после их уплотнения или укрепления. При этом определяются необходимые для расчетов параметры, в том числе сцепление, угол внутреннего трения, модуль деформации. Предварительные значения механических характеристик грунтов искусственных оснований можно определять по соответствующим таблицам, приводимым в нормативной и справочной литературе.

Независимо от примененных методов улучшения оснований основные положения по их расчету аналогичны расчетам естественных оснований.

Примеры расчета

Пример 11.1. Определить плотность сложения мелкого песка, который имеет коэффициент пористости $e = 0,7$.

Решение.

По табл. 11.4 определяем, что песок мелкий относится к пескам средней плотности, так как значение коэффициента пористости e находится между величинами 0,6–0,75.

Пример 11.2. Уточнить название грунта, имеющего число пластичности $I_p = 9$; показатель текучести $I_L = 0,55$.

Решение.

По табл. 11.1 определяем, что грунт относится к суглинкам, так как имеет число пластичности I_p , находящееся между значениями 7–17; по таблице 11.2 устанавливаем, что суглинок мягкопластичный, так как показатель текучести суглинка I_L имеет значение между 0,5–0,75.

Пример 11.3. Определить напряжение от собственного веса грунта на глубине подошвы фундамента $d_1 = 2,0$ м и на глубине 5 м. Состав грунтов и их удельные веса — см. рис. 11.12.

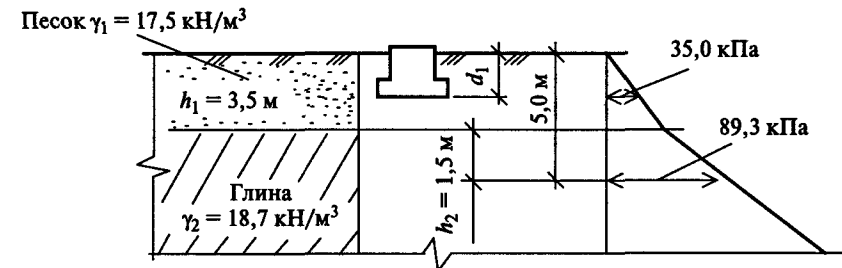


Рис. 11.12. Состав грунтов — к примеру 11.3

Решение.

1. Напряжения на глубине подошвы фундамента от собственного веса грунта

$$\sigma_{z,0} = \gamma_1 d_1 = 17,5 \cdot 2,0 = 35,0 \text{ кПа};$$

Напряжения на глубине 5,0 м от поверхности грунта

$$\sigma_z = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 17,5 \cdot 3,5 + 18,7 \cdot 1,5 = 89,3 \text{ кПа}.$$

Пример 11.4. Определить расчетное сопротивление грунта R_0 для глины с коэффициентом пористости $e = 0,7$, показателем текучести $I_L = 0,4$.

Решение.

Расчетное сопротивление грунта R_0 определяем по табл. 11.8, и так как значения коэффициента пористости и показателя текучести не совпадают с приведенными в таблице значениями, следует выполнять двойную интерполяцию. Двойную интерполяцию (по коэффициенту пористости и по показателю текучести) можно производить по формуле

$$R_0 = \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) R_{0(1,0)} + I_L R_{0(1,1)}] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) R_{0(2,0)} + I_L R_{0(2,1)}], \quad (11.21)$$

где e и I_L — характеристики грунта, для которого ищется значение R_0 ;

e_1 и e_2 — соседние значения коэффициента пористости в интервале, между которыми находится коэффициент пористости для рассматриваемого грунта;

$R_{0(1,0)}$ и $R_{0(1,1)}$ — табличные значения R_0 для e_1 при $I_L = 0$ и $I_L = 1$ соответственно (табл. 11.8);

$R_{0(2,0)}$ и $R_{0(2,1)}$ — табличные значения R_0 для e_2 при $I_L = 0$ и $I_L = 1$ соответственно.

Если значение коэффициента пористости e совпадает с приведенным в таблице, то R_0 определяется по формуле

$$R_0 = R_{0(1,0)} - I_L (R_{0(1,0)} - R_{0(1,1)}). \quad (11.22)$$

1. Для глины со значениями пористости и показателем текучести $e = 0,7$, $I_L = 0,4$ по табл. 11.8 выписываем соседние значения коэффициентов пористости $e_1 = 0,6$, $e_2 = 0,8$ (величина $e = 0,7$ лежит в промежутке от 0,6 до 0,8).

2. Выписываем из табл. 11.8 значения $R_{0(1,0)} = 500$ кПа, $R_{0(1,1)} = 300$ кПа, $R_{0(2,0)} = 300$ кПа, $R_{0(2,1)} = 200$ кПа; вычисляем значение расчетного сопротивления R_0 :

$$\begin{aligned} R_0 &= \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) R_{0(1,0)} + I_L R_{0(1,1)}] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) R_{0(2,0)} + I_L R_{0(2,1)}] = \\ &= \frac{0,8 - 0,7}{0,8 - 0,6} [(1 - 0,4) \cdot 500 + 0,4 \cdot 300] + \frac{0,7 - 0,6}{0,8 - 0,6} [(1 - 0,4) \cdot 300 + \\ &+ 0,4 \cdot 200] = 340 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Вывод. Значение расчетного сопротивления $R_0 = 340$ кПа.

Пример 11.5. Определить расчетное сопротивление грунта по следующим данным: размеры подошвы отдельно стоящего фун-

дамента $a = b = 1,3$ м. Отношение длины здания к высоте $L/H = 4$. Глубина заложения фундамента $d_f = 1,5$ м. Основанием фундамента служит слой суглинка, имеющий следующие характеристики: $e = 0,75$; $I_L = 0,4$; $\gamma = 19,5$ кН/м³.

Решение.

1. По табл. 11.6 устанавливаем удельное сцепление и угол внутреннего трения суглинка:

$$c_n = c_{II} = 23 \text{ кПа}; \varphi_n = \varphi_{II} = 21^\circ.$$

2. Находим коэффициенты γ_{c1} , γ_{c2} (табл. 11.9): $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,0$.

3. Выписываем из табл. 11.10 коэффициенты: $M_\gamma = 0,56$; $M_q = 3,24$; $M_c = 5,84$.

4. Определяем расчетное сопротивление грунта по формуле (11.13), при этом принимаем значения:

- $k = 1,1$ (так как сцепление и угол внутреннего трения определены по таблице, а не в результате испытаний грунта);
- $k_z = 1,0$ (так как ширина фундамента меньше 10 м);
- $d_b = 0$ (для зданий без подвала);
- $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = \gamma = 19,5$ кН/м³ (так как грунт выше и ниже подошвы фундамента одинаковый).

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ &= \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} [0,56 \cdot 1,0 \cdot 1,3 \cdot 19,5 + 3,24 \cdot 1,5 \cdot 19,5 + (3,24 - 1) \cdot 0 \cdot 19,5 + \\ &+ 5,84 \cdot 23] = 265,4 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

12. ФУНДАМЕНТЫ

12.1. Фундаменты неглубокого заложения

Различают фундаменты неглубокого заложения, свайные фундаменты и фундаменты глубокого заложения (опускные колодцы, кессоны).

12.1.1. Общие положения

Фундаменты неглубокого заложения выполняются в заранее вырытых траншеях или котлованах глубиной до 5 м (чаще всего глубина заложения таких фундаментов составляет 1–3 м). Можно выделить следующие типы фундаментов неглубокого заложения: *ленточные фундаменты* под стены или под ряды колонн; *отдельные фундаменты* под колонны или стены в комбинации с фундаментными балками; *сплошные* — выполненные в виде плиты под всем зданием или сооружением; *массивные фундаменты* под башни, мачты и т.п. (рис. 12.1).

По материалу фундаменты выполняются железобетонными (сборными или монолитными), бетонными, бутобетонными, бутовыми.

12.1.2. Глубина заложения фундамента

Глубина заложения фундамента d_1 (расстояние от отметки планировки до подошвы фундамента) обычно назначается с учетом:

- геологических и гидрогеологических условий площадки строительства;
- климатических особенностей района строительства (глубины промерзания);
- конструктивных особенностей зданий и сооружений.

При назначении глубины заложения фундамента должны также учитываться особенности приложения и величины нагрузок, технология производства работ при возведении фундаментов, материалы фундаментов и другие факторы.

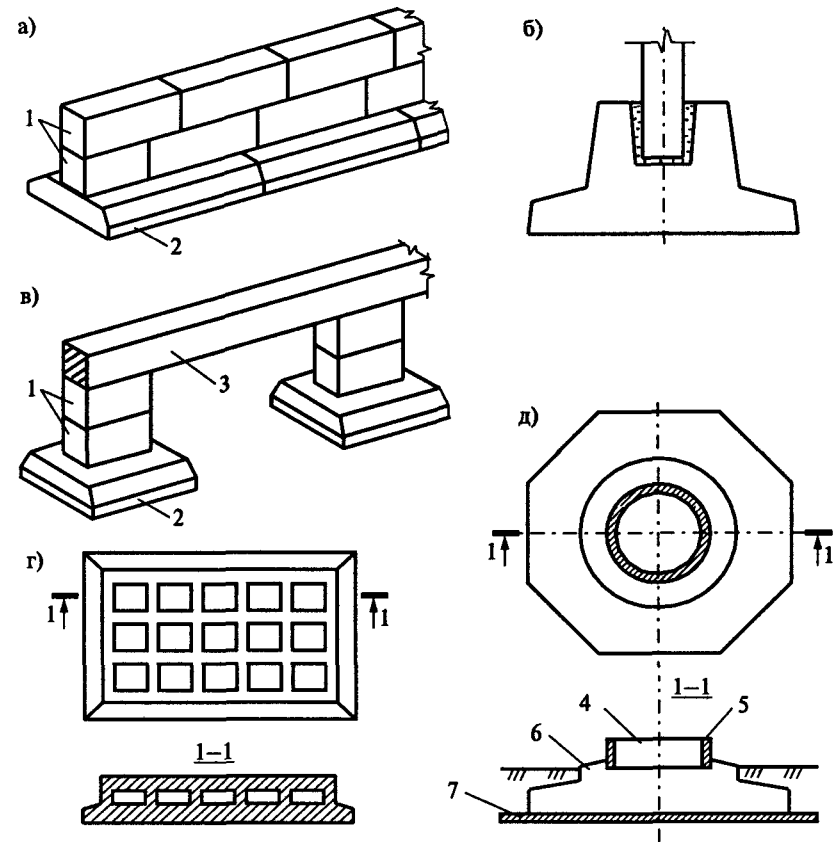


Рис. 12.1. Фундаменты мелкого заложения:

- а) ленточный; б) отдельный под колонну; в) отдельный под стену;
г) в виде сплошной плиты; д) массивный под доменную печь;
1 — фундаментные блоки; 2 — фундаментная подушка; 3 — фундаментная балка (рандбалка); 4 — огнеупорный бетон; 5 — шамотный кирпич; 6 — железобетон; 7 — подготовка

Минимальная глубина заложения фундаментов при строительстве на дисперсных грунтах принимается не менее 0,5 м от поверхности планировки. При строительстве на скальных грунтах достаточно бывает убрать только верхний, сильно разрушенный слой — и можно выполнять фундамент.

Влияние геологических и гидрологических факторов

При определении глубины заложения фундамента стремятся, чтобы подошва фундамента передавала нагрузку на относительно

прочные грунты, расположенные выше уровня грунтовых вод. Как уже отмечалось, не рекомендуется опирать фундаменты на рыхлые пески, текучие и текучепластичные глинистые грунты, грунты с большим количеством органических веществ (торфы, лессы и т.п.), неуплотненные насыпные грунты и др. Если прочные грунты находятся глубоко, часто рациональным бывает принять свайные фундаменты, фундаменты в виде сплошной плиты или изменить основание: произвести укрепление грунтов или их замену.

Назначая глубину заложения фундамента, следует учитывать положение уровня грунтовых вод, его сезонные колебания, направление движения грунтовых вод, степень их агрессивности по отношению к фундаментам и основаниям. В случае если грунты слабые или фундамент расположен ниже уровня грунтовых вод, резко усложняется производство работ и возрастает стоимость фундамента.

Положение уровня грунтовых вод учитывается и при назначении глубины заложения фундаментов из условий пучения грунта при промерзании.

Влияние климатических особенностей

Глубина промерзания грунтов учитывается при назначении глубины заложения фундамента в случае, если при сезонном промерзании грунта происходит его пучение. Морозное пучение грунта происходит в значительной мере за счет миграции влаги к фронту промерзания, в результате чего происходит образование линз льда и грунт выдавливается. Морозное пучение грунта возможно в глинистых грунтах, пылеватых и мелких песках, и вероятность этого тем больше, чем ближе уровень грунтовых вод к поверхности земли. Возможность морозного пучения грунта определяется по табл. 2 СНиП 2.02.01-83*. В случае если возможно пучение грунтов, глубина заложения фундаментов принимается не менее расчетной глубины промерзания d_f :

$$d_f = d_{fn} k_h, \quad (12.1)$$

где d_{fn} — нормативная глубина промерзания грунта. Нормативная глубина промерзания принимается по карте нормативных глубин промерзания (рис. 12.2), которая составлена на основании многолетних наблюдений за фактическим промерзанием для суглинистых грунтов;

k_h — температурный коэффициент, определяемый по табл. 1 СНиП 2.02.01-83* в зависимости от температурного режима по-

мещения и передачи температуры в грунт через перекрытия или полы. Так, например, в случае утепленного цокольного перекрытия и температуры внутри помещения + 20 °С коэффициент $k_h = 0,7$.

Влияние конструктивных особенностей зданий и сооружений

На глубину заложения фундаментов влияет наличие и глубина подвалов, каналов, расположенных вдоль фундаментов, примыкающих к проектируемому фундаменту фундаментов существующих зданий и т.п. При этом подошва фундамента заглубляется ниже пола подвала и каналов не менее чем на 40 см, а в местах примыкания проектируемого фундамента к существующему их подошвы рекомендуется располагать на одном уровне.

Проектируя фундаменты из сборных элементов (фундаментных блоков и подушек, подколонников и др.) следует при назначении глубины заложения учитывать их размеры и положение по отношению к планировочной отметке.

При окончательном назначении глубины заложения фундамента d_f ее принимают равной максимальному значению из величин, определенных из условий геологии строительной площадки, климатических и конструктивных условий.

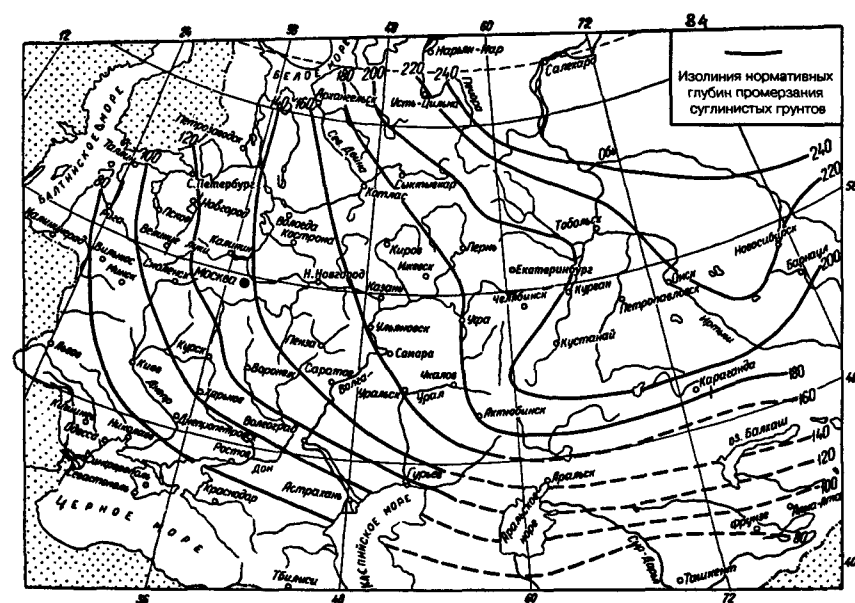


Рис. 12.2. Карта нормативных глубин промерзания суглинистых грунтов

12.1.3. Определение размеров подошвы фундаментов, выполняемых на дисперсных грунтах (расчет по грунту)

Как уже отмечалось, для фундаментов на дисперсных грунтах нормальным считается, когда осадка фундамента не превышает предельной величины, при этом давление на грунт под подошвой фундамента обычно не превышает расчетного сопротивления грунта R (см. параграф 11.1.3).

От размеров подошвы фундамента зависит его осадка (деформация). Расчет по деформациям относится ко *второй группе предельных состояний*, и, соответственно, расчеты размеров подошвы фундамента следует вести по нагрузкам, принятым для расчета второй группы предельных состояний, — N_{ser} (сервисная нагрузка). Сервисная нагрузка принимается равной нормативной нагрузке или определяется приближенно через расчетную нагрузку, деленную на 1,2 — средний коэффициент надежности по нагрузкам: $N_{ser} = N^0$ или $N_{ser} = N/1,2$.

Нагрузка N_{ser} собирается до верхнего обреза фундамента, поэтому при определении размеров подошвы фундамента необходимо учитывать и нагрузку от его собственного веса и веса грунта, находящегося на уступах фундамента, — N_f , так как они также оказывают дополнительное давление на грунт. Нагрузку N_f можно примерно определить как произведение объема, занятого фундаментом и грунтом, находящимся на его обрезах, — $V = A_f d_1$, на средний удельный вес бетона и грунта $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ (рис. 12.3); A_f — площадь подошвы фундамента.

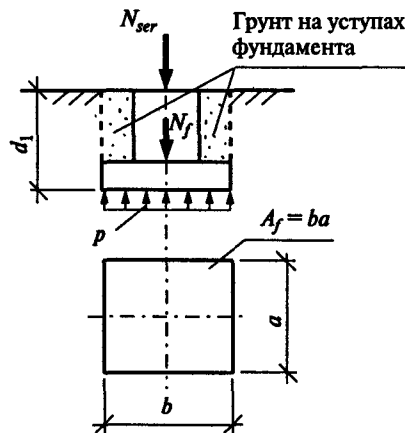


Рис. 12.3. К определению давления под подошвой фундамента

Давление под подошвой фундамента определяется по формуле

$$p = \frac{N_{ser} + N_f}{A_f} = \frac{N_{ser} + \gamma_m d_1 A_f}{A_f}. \quad (12.2)$$

Приравняв давление под подошвой фундамента расчетному сопротивлению грунта $p = R$, можно вывести формулу для определения требуемой площади подошвы фундамента:

$$A_f = \frac{N_{ser}}{R - \gamma_m d_1}. \quad (12.3)$$

Для проверки достаточности площади существующих или запроектированных фундаментов пользуются формулой

$$p = \frac{N_{ser}}{A_f} + \gamma_m d_1 \leq R. \quad (12.4)$$

В случае расчета ленточных фундаментов условно вырезают 1 метр длины фундамента (рис. 12.4), собирают на него нагрузку и находят ширину подушки b , пользуясь формулой (12.3) для определения площади подошвы отдельно стоящего фундамента:

$$b = \frac{N_{ser}}{R - \gamma_m d_1}. \quad (12.3, a)$$

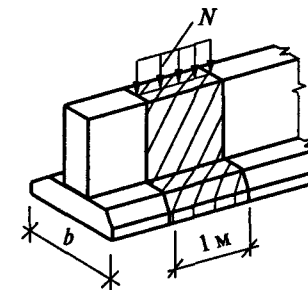


Рис. 12.4. Расчетный участок ленточного фундамента

Для проверки существующих или принятых по расчету ленточных фундаментов определяется давление по подошве фундамента аналогично расчету отдельно стоящего фундамента, но вместо площади фундамента подставляется ширина подушки:

$$p = \frac{N_{ser}}{b} + \gamma_m d_1 \leq R. \quad (12.4, a)$$

При горизонтальном залегании пластов грунта среднего и хорошего качества (однородный, равномерно и несильно сжимаемый грунт) для зданий и фундаментов обычной конструкции *можно считать, что подобранные таким способом размеры подошвы фундамента (по формуле 12.3) (или проверенный существующий фундамент (по формуле 12.4)) удовлетворяют требованиям расчета по деформациям, и расчет осадок фундамента можно не производить.* (Более подробно — см. п. 2.56 СНиП 2.02.01-83*).

Расчет площади подошвы фундамента выполняют обычно в следующей последовательности: установив по таблицам (табл. 11.7, 11.8) величину расчетного сопротивления грунта R_0 , определяем приближенное значение площади подошвы фундамента по формуле

$$A_f = \frac{N_{\text{сер}}}{R_0 - \gamma_m d_1}. \quad (12.3, б)$$

Затем назначаем размеры подошвы фундамента и, определив механические характеристики грунтов (удельное сцепление c_{II} и угол внутреннего трения φ_{II} (табл. 11.5, 11.6)), определяем уточненное значение расчетного сопротивления грунта R по формуле (11.13), по которому, в свою очередь, уточняем требуемые размеры подошвы фундамента по формуле (12.13) и окончательно принимаем подошву фундамента.

12.1.4. Расчет фундаментов по материалу

1. Материалы для изготовления железобетонных фундаментов

Для изготовления монолитных фундаментов рекомендуется тяжелый бетон классов В10—В20 и для сборных фундаментов — тяжелый бетон классов В15—В25.

Армирование подошвы фундаментов (фундаментных подушек) осуществляется сетками из арматуры классов А-III или А-II. Расстояние между осями рабочих стержней 100×200 мм, диаметр стержней при длине фундамента до 3 м — не менее 10 мм, при большей длине — не менее 12 мм. Фундаментные блоки ленточных фундаментов не армируются. Подколонники отдельно стоящих фундаментов должны армироваться продольными стержнями и прикрепляемыми к ним арматурными сетками. Диаметр продольных рабочих стержней подколонника принимается не менее 12 мм, остальная арматура назначается класса Вр-I.

Арматурные сетки в подошву фундамента ставятся с защитным слоем бетона:

- $a_b \geq 30$ мм в сборных фундаментах;

- $a_b \geq 35$ мм в монолитных фундаментах при наличии бетонной подготовки (бетонная подготовка под фундаментами выполняется толщиной 100 мм из бетона класса В5);

- $a_b \geq 70$ мм в монолитных фундаментах при отсутствии бетонной подготовки.

В фундаментах под сборные железобетонные колонны устраивается стакан, толщина стенок которого должна быть не менее 150 мм. Глубина стакана принимается из учета надежной заделки колонны в фундаменте. Заделка колонн принимается $(1-1,5)h_c$, где h_c — ширина сечения колонны, и не менее $(25-30)d_s$, где d_s — диаметр продольной рабочей арматуры колонны. Под колонной в стакане предусматривается зазор 50 мм, необходимый для установки колонны точно на проектной отметке в фундаменте (перед установкой колонны в стакан выполняется цементная стяжка до отметки, соответствующей проектной отметке низа колонны). Зазор между колонной и стенками стакана фундамента плотно заполняется бетоном на мелком заполнителе (рис. 12.5).

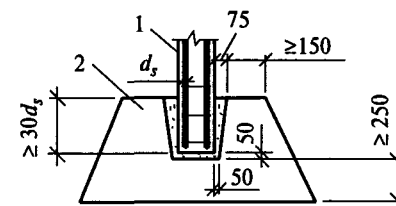


Рис. 12.5. Глубина стакана фундамента: 1 — колонна; 2 — фундамент

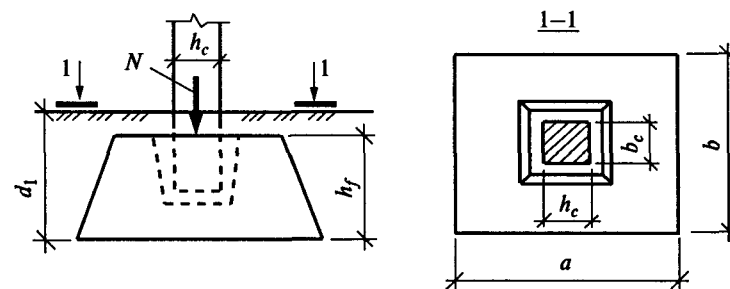


Рис. 12.6. Обозначения, принятые при расчете фундамента

2. Расчет отдельно стоящего центрально-сжатого фундамента

- расчет площади арматуры фундамента

Расчет прочности тела фундамента (рис. 12.6) в отличие от расчета основания ведется по первой группе предельных состояний,

поэтому используется расчетная нагрузка N . Под подошвой фундамента от действия нагрузки возникает отпор грунта (реакция) $p = N/A_f$ (кН/м²), фундамент деформируется, происходит изгиб подошвы фундамента (рис. 12.7). При этом может происходить его разрушение за счет образования трещин по нормальным сечениям, т.е. подошва фундамента работает как плита. Арматура, поставленная в нижней части фундамента (арматурные сетки), воспринимает растягивающие напряжения. Расчетом необходимо проверить сечение по краю колонны и те места, где происходит изменение высоты фундамента, которые являются наиболее опасными (сечения 1–1, 2–2, рис. 12.8).

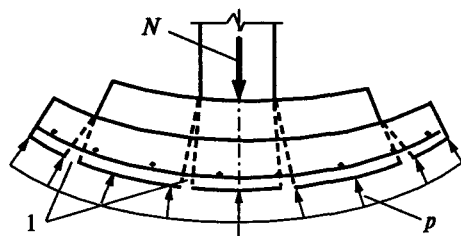


Рис. 12.7. Характер деформации фундамента: 1 — трещины

Из сказанного понятно, что арматура подошвы фундамента рассчитывается как арматура изгибаемых элементов, воспринимающая растягивающие усилия, возникающие в растянутой зоне бетона. Для определения изгибающего момента в сечении 1–1 рассматриваем отсеченную сечением часть фундамента как консоль, равномерно загруженную снизу реакцией грунта p . Равнодействующая реакции грунта на отсеченной части Q приложена в центре тяжести консоли, для сечений 1–1, 2–2 соответственно: Q_1 , Q_2 :

$$\begin{aligned} Q_1 &= pl_1 b; \\ Q_2 &= pl_2 b. \end{aligned} \quad (12.5)$$

Момент, возникающий в сечении 1–1, определяется как произведение равнодействующей Q_1 на расстояние от равнодействующей до сечения:

$$M_1 = Q_1 \frac{l_1}{2} = \frac{pl_1^2 b}{2}; \quad (12.6)$$

аналогично можно определить изгибающий момент для сечения 2–2:

$$M_2 = Q_2 \frac{l_2}{2} = \frac{pl_2^2 b}{2}.$$

Требуемая площадь арматуры определяется из формулы

$$A_s = \frac{M}{0,9h_0 R_s}. \quad (12.7)$$

При нахождении площади арматуры в уравнение соответственно подставляется M_1 или M_2 и соответствующая рассчитываемым сечениям рабочая высота h_{01} или h_{02} .

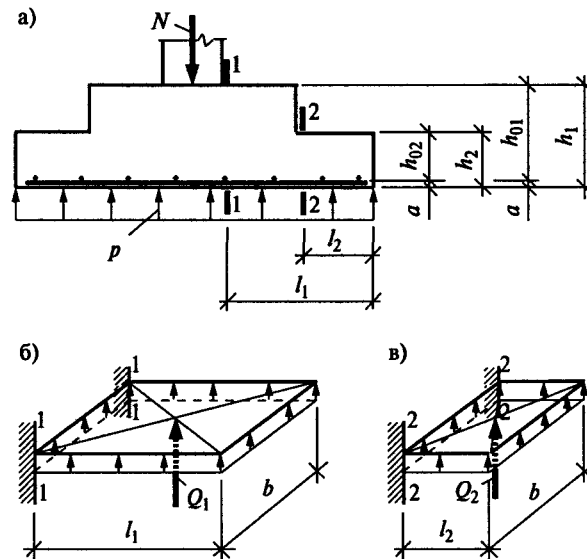


Рис. 12.8. К расчету арматуры фундамента: а) расчетные сечения фундамента; б) часть подошвы фундамента, отсеченная сечением 1–1; в) то же сечением 2–2

• расчет на продавливание

Разрушение фундамента может также происходить от продавливания колонной фундамента. Опытным путем установлено, что разрушение фундамента при продавливании происходит по усеченной пирамиде (пирамида продавливания). Нагрузка в теле железобетонного фундамента распределяется под углом 45° (рис. 12.9). Так как реакция грунта p действует по всей поверхности подошвы фундамента, а нагрузка N распределяется в теле фундамента по пирамиде продавливания, то образуется неуравновешенная часть нагрузки — продавливающая сила F .

$$F = p(A_f - A_{\text{н.о.п}}), \quad (12.8)$$

где p — реакция грунта;

A_f — площадь фундамента;

$A_{\text{н.о.п}}$ — площадь нижнего основания пирамиды продавливания;

$$A_{\text{н.о.п}} = a_{\text{н.о.п}} b_{\text{н.о.п}};$$

где $a_{\text{н.о.п}}$, $b_{\text{н.о.п}}$ — стороны нижнего основания пирамиды продавливания;

$$a_{\text{н.о.п}} = h_c + 2h_0;$$

$$b_{\text{н.о.п}} = b_c + 2h_0;$$

h_0 — рабочая высота фундамента.

В фундаментах должно выполняться условие прочности на продавливание:

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0, \quad (12.9)$$

где F — продавливающая сила;

α — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным $\alpha = 1$;

u_m — среднеарифметическое значений периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания:

$$u_m = \frac{2h_c + 2b_c + 2a_{\text{н.о.п}} + 2b_{\text{н.о.п}}}{2} = h_c + b_c + a_{\text{н.о.п}} + b_{\text{н.о.п}}; \quad (12.10)$$

R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению, принимается с коэффициентом условия работы $\gamma_{b2} = 1$.

• расчет прочности фундамента на действие поперечной силы

Так как фундамент не имеет поперечной арматуры, следует проверять прочность нижней ступени фундамента на действие поперечной силы Q . При этом проверяется сечение, проходящее по нижней границе пирамиды продавливания, из условия (7.42)

$$Q \leq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_{02},$$

где $Q = pcb$ (рис. 12.8, 12.9);

h_{02} — рабочая высота сечения нижней ступени фундамента;

φ_{b3} — коэффициент, для тяжелого бетона $\varphi_{b3} = 0,6$; $\varphi_n = 0$ для элементов без предварительного напряжения.

3. Понятие о расчете отдельных внецентренно сжатых фундаментов

На внецентренно нагруженные фундаменты кроме силы N действует изгибающий момент M . Реакция грунта под подошвой фундамента в результате действия изгибающего момента распределяется неравномерно. Так, в сечении 1—1 действует реакция, изменяющаяся от значений p_1 до p_2 (рис. 12.10). Установив среднее давление (напряжение) под подошвой отсеченной сечением час-

ти фундамента, можно определить требуемую площадь арматуры подошвы так же, как в центрально-нагруженном фундаменте.

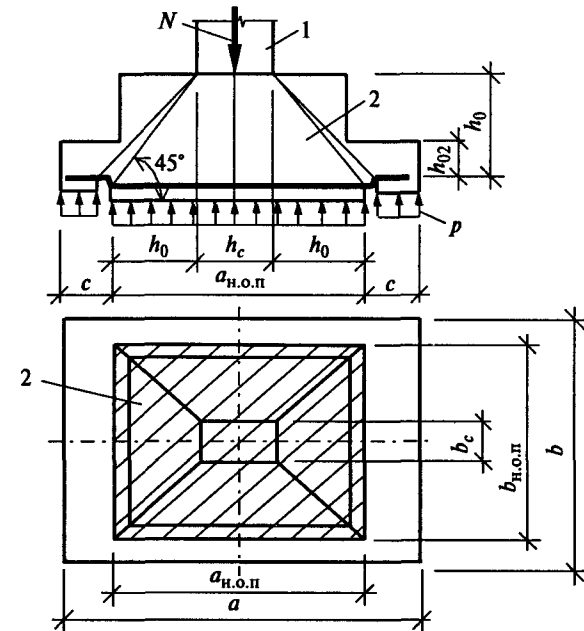


Рис. 12.9. Продавливание фундамента:
1 — колонна; 2 — пирамида продавливания

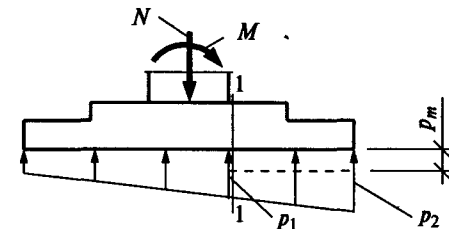


Рис. 12.10. Внецентренно сжатый фундамент

Среднее давление под частью фундамента, отсеченной сечением 1—1, $p_m = \frac{p_1 + p_2}{2}$; выполняем расчеты, подставляя в формулы вместо p величину p_m .

4. Расчет ленточных центрально-сжатых фундаментов по материалу

Расчет прочности ленточных фундаментов заключается в определении арматуры в подушке фундамента и проверке достаточно-

сти высоты подушки на действие поперечной силы. В случае если в ленточном фундаменте не требуется установки подушки, то расчет прочности по материалу не проводится, а просто назначается класс прочности бетона фундамента.

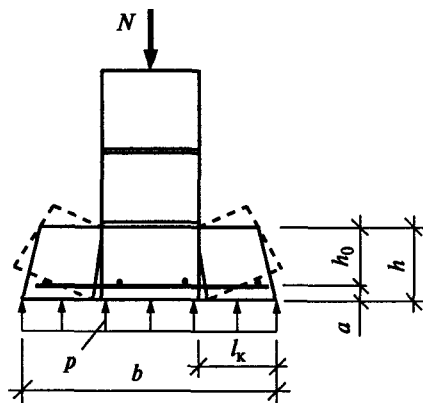


Рис. 12.11. Характер разрушения ленточного фундамента

Как и отдельно стоящие фундаменты, ленточный фундамент по прочности рассчитывается на действие расчетных нагрузок. Как уже отмечалось, нагрузка на ленточный фундамент собирается на условно вырезанный метр длины фундамента. Расчетное сечение принимается по краю фундаментных блоков (рис. 12.11).

Расчет фундамента по материалу в общем случае проводится в следующей последовательности:

1. Определяют давление под подошвой фундамента: $p = N/b$.
2. Находят поперечную силу, приходящуюся на консольный участок подушки: $Q = pl_k$.
3. Определяют изгибающий момент, действующий на консольный участок подушки: $M = Ql_k/2$.
4. Определяют требуемую площадь арматуры, приходящейся на один погонный метр фундаментной подушки:

$$A_s = \frac{M}{0,9h_0R_s}.$$

5. Принимают шаг постановки стержней арматуры в сетке (100–200 мм) и по сортаменту арматуры (Приложение 3) назначают ее диаметр, учитывая, что требуемая площадь арматуры определена на один погонный метр фундаментной подушки;

6. Проверяют достаточность высоты подушки. Так как фундаментная подушка не имеет поперечных стержней, необходимо,

чтобы выполнялось условие $Q \leq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0$ (см. расчет железобетонных изгибаемых элементов). Для тяжелого бетона $\varphi_{b3} = 0,6$; так как обычно предварительное напряжение арматуры в фундаментах отсутствует, $\varphi_n = 0$; расчетное сопротивление бетона растяжению R_{bt} в расчет принимается с коэффициентом $\gamma_{b2} = 1,0$; в уравнении проверяемая на прочность ширина подушки $b = 100$ см (условно вырезанная полоса шириной 1 м).

12.2. Свайные фундаменты

12.2.1. Общие положения

Сваи представляют собой стержни, погруженные в грунт или изготовленные в грунте и передающие нагрузки от сооружения грунту.

Верхние части свай объединяются плитой или балкой, которые называются *ростверком*. Ростверк передает нагрузки от сооружения на сваи и обеспечивает их совместную работу. *Сваи с ростверком составляют свайный фундамент*. В ряде случаев применяют безростверковые свайные фундаменты, к ним относят сваи-колонны и одиночные сваи, на которые надевают специальные оголовки. Свайные фундаменты проектируют на основе инженерно-геологических и гидрологических условий строительной площадки в соответствии с указаниями СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты».

Выполнение свайных фундаментов не требует устройства больших котлованов и траншей. Вместе с тем сваи позволяют передавать нагрузки на плотные грунты, лежащие глубоко от поверхности, обладающие большей несущей способностью, чем грунты, лежащие вблизи поверхности земли. При соответствующих способах погружения свай они дополнительно могут уплотнять слабые грунты.

12.2.2. Классификация свай

По материалу сваи могут изготавливаться железобетонными, бетонными, стальными, деревянными. Выбор материала свай определяется гидрогеологическими условиями, особенностями возводимого сооружения, применяемым для устройства свай оборудованием и другими факторами.

По способу изготовления и заглубления в грунт различают следующие виды свай: сборные и монолитные, забивные, вдавливаемые, завинчиваемые, буроопускные, буронабивные, в том числе

с уплотненным забоем, набивные в пробивных скважинах, виброштампованные. Применение различного вида свай должно основываться технико-экономическими расчетами.

Для забивных свай чаще всего используются железобетонные сваи, они могут применяться независимо от уровня грунтовых вод и в любых грунтах при отсутствии включений валунов. Стальные и деревянные сваи используются редко. Погружение в грунт забивных свай выполняют при помощи молотов, вибропогружателей (вибрация ослабляет сцепление между зернами грунта и между грунтом и свайей и способствует погружению свай в грунт), виброувлажняющих и вдавливающих устройств.

Железобетонные сваи изготавливают сплошного сечения (квадратные, прямоугольные, круглые и др.) и пустотелые с открытым или закрытым нижним концом. Круглые пустотелые сваи большого диаметра (обычно 100–160 см) называются сваями оболочками.

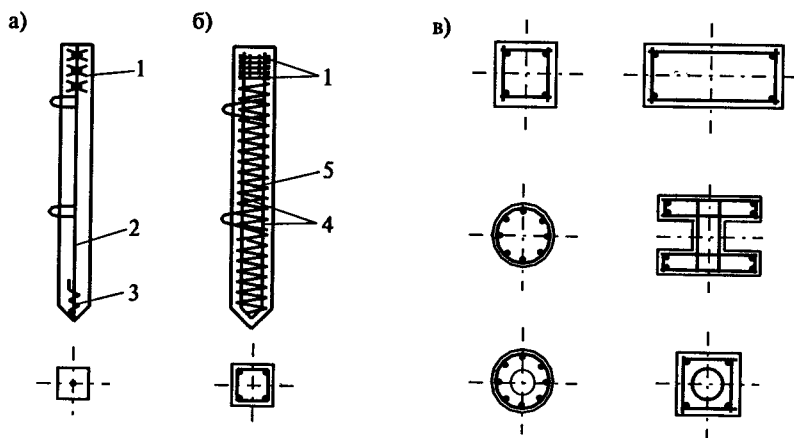


Рис. 12.12. Армирование свай; формы поперечного сечения свай: а) свая без поперечного армирования; б) свая с поперечным армированием; в) сечения свай; 1 — арматурные сетки; 2 — предварительно напряженный стержень; 3 — арматурная спираль; 4 — стержни арматурного каркаса; 5 — навивка арматуры в виде спирали

Сваи без поперечного армирования ствола (рис. 12.12, а), применяют для восприятия вдавливающих нагрузок до 500 кН и горизонтальных нагрузок до 15 кН при условии полного погружения свай в грунт и в случае, если часть свай выступает до 2 м над поверхностью грунта и находится внутри помещения с положительными температурами.

Сваи с поперечным армированием ствола (рис. 12.12, б) рекомендуются применять для всех видов зданий и сооружений в любых грунтах для восприятия вдавливающих, выдергивающих и горизонтальных нагрузок.

Наряду с забивными сваями достаточно часто применяют набивные и буронабивные сваи (рис. 12.13). Набивные сваи изготавливают в скважине, предварительно пробитой в грунте. При пробивке грунт уплотняется, и за счет уплотнения повышается несущая способность свай. Набивные сваи выполняются диаметрами до 1,2 м включительно, длиной до 50 м.

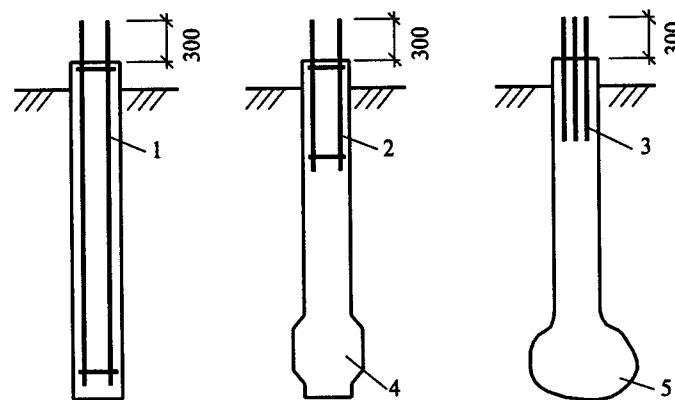


Рис. 12.13. Буронабивные сваи: 1 — арматурный каркас на всю длину свай; 2 — арматурный каркас в верхней части свай; 3 — арматурные стержни; 4 — уширенная пята свай, выполненная механическим способом; 5 — уширенная пята свай, выполненная камуфлетным взрывом

Набивные сваи различаются по способам изготовления. Так, набивные виброштампованные сваи изготавливаются путем заполнения скважин жесткой бетонной смесью, уплотняемой виброштампом в виде трубы с заостренным нижним концом и закрепленным на ней вибропогружателем. В случае возможного обрушения стенок скважины применяют набивные сваи с извлекаемой или с неизвлекаемой оболочкой. При их изготовлении в пробитую скважину опускается инвентарная труба, нижний конец которой закрыт бетонной пробкой, в трубу подается бетонная смесь, и по мере заполнения трубы бетоном она извлекается из скважины, бетон при уплотнении вдавливается в грунт. Бетонная пробка остается под нижним концом свай. При необходимости после

заполнения бетонной смесью оставляют также и трубы, которые в этом случае являются оболочкой свай.

Для увеличения несущей способности набивных свай внизу сваи может выполняться уширенная пятка. Для ее устройства в нижней части скважины механическим способом или камуфлетным взрывом выполняется полость, которая после заполнения бетоном и образует уширенную пятку.

Буронабивные сваи изготавливают в заранее пробуренных скважинах. По способам изготовления и размерам они выполняются аналогично набивным сваям.

Набивные и буронабивные сваи могут усиливаться арматурой. Арматурные каркасы ставятся на всю длину или только в верхней части сваи. Выпуски арматуры позволяют обеспечить связь свай с ростверком.

Недостатком набивных и буронабивных свай является сложность контроля за качеством выполненных свай. Пробные раскопки свай иногда выявляют, что бетон свай расчленен осыпавшимся со стенок скважины грунтом, особенно часто это случается при выполнении свай малого диаметра, а оставлять в грунте инвентарные трубы дорого. Вместе с тем буронабивные сваи позволяют производить работы практически без сотрясений земли, что важно при выполнении работ вблизи существующих зданий, целостность которых может нарушаться при забивке свай.

Известные конструкции свай очень разнообразны и по формам поперечного сечения, и по формам продольного сечения, и по способам заглубления в грунт или изготовления в грунте, и по конструкции различных элементов (ствола, оголовка, острия свай, армирования и т.п.). Рассмотренные конструкции свай наиболее простые и достаточно часто применяются в строительстве.

Работа свай в грунте

По характеру работы сваи различаются на *сваи-стойки* и *висячие сваи*. *Сваи-стойки* опираются на скальные или практически несжимаемые грунты (рис. 12.14, а). Под действием вдавливающей силы такие сваи практически не получают осадки, и, соответственно, между свайей и грунтом не возникают силы трения. Вся нагрузка, приложенная на сваю-стойку, передается по стволу сваи на грунт через острие сваи.

Висячие сваи опираются на сжимаемые грунты. Под нагрузкой они получают осадку; соответственно, между поверхностью сваи и грунтом возникают силы трения, а также грунт оказывает сопротивление острию сваи (рис. 12.14, б).

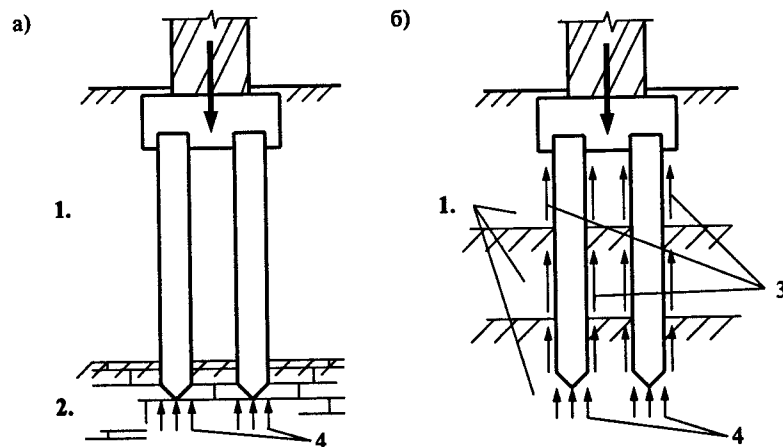


Рис. 12.14. Свайные фундаменты:

а) на сваях-стойках; б) на висячих сваях; 1 — сжимаемые грунты; 2 — скальные или малосжимаемые грунты; 3 — силы сопротивления по боковой поверхности сваи; 4 — силы сопротивления острию сваи

Проектируя свайные фундаменты, учитывают, что нижние концы забивных свай, как правило, должны заглубляться в прочные грунты, прорезая слабые напластования. Сваи, опирающиеся на крупнообломочные, гравелистые и средней крупности песчаные грунты, пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,1$, заглубляются в них не менее 0,5 м, а в прочие грунты, принятые за основание сваи, должны заглубляться не менее чем на 1,0 м.

12.2.3. Расчет свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований проводится по двум группам предельных состояний.

К расчетам свайных фундаментов по предельным состояниям первой группы относят:

а) расчеты по прочности материала свай и ростверка (сами сваи должны выдерживать приложенную на них нагрузку, а ростверк, работающий как балка или плита, должен быть соответственно рассчитан);

б) расчеты несущей способности грунта основания сваи;

в) расчеты несущей способности основания свайных фундаментов, если есть вероятность нарушения целостности основания (например, при расположении свайного фундамента на откосе возможен сдвиг откоса вместе с фундаментом).

К расчетам свайных фундаментов по предельным состояниям второй группы относят:

- а) расчеты осадок свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок и перемещений свай от действия горизонтальных нагрузок;
- б) расчеты по образованию и раскрытию трещин в конструкциях свайных фундаментов.

Различают несколько способов определения несущей способности свай. Сваи могут рассчитываться по таблицам и формулам или по данным полевых исследований: по результатам статического зондирования; по результатам испытаний свай статическими или динамическими нагрузками. Чем полнее данные о работе грунтов, тем надежней и экономичней получается запроектированный фундамент, но проведение значительных исследований достаточно дорого и требует времени.

В настоящем разделе рассмотрены в основном расчеты несущей способности грунта основания забивных свай (стоек и висячих свай) по таблицам и формулам СНиП 2.02.03-85.

Расчет свай-стоек

Несущую способность F_d , кН, забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой сваи, опирающихся на скальный или малосжимаемый грунт, следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c RA, \quad (12.11)$$

где γ_c — коэффициент условий работы свай в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$;

A — площадь опирания свай на грунт, m^2 , принимаемая для сплошного сечения равной площади поперечного сечения, а для свай полых круглого сечения и свай-оболочек — равной площади поперечного сечения нетто при отсутствии заполнения их полости бетоном и равной площади поперечного сечения брутто при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров;

R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа, следует принимать для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты, $R = 20\,000$ кПа; для остальных свай — см. п. 4.1 СНиП 2.02.03-85.

Расчет висячих свай

Несущую способность грунта основания F_d , кН, висячей забивной сваи и сваи-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (12.12)$$

где γ_c — коэффициент условий работы свай в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$;

R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по табл. 12.1;

Таблица 12.1
Расчетные сопротивления под нижним концом свай
(табл. 1 СНиП 2.02.03-85)

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R, кПа						
	Песчаных грунтов средней плотности						
	Гравелистых	Крупных	—	Средней крупности	Мелких	Пылеватых	—
Пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном							
0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10 000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания:

1. Над чертой даны значения R для песчаных грунтов, под чертой — для пылевато-глинистых.
2. В табл. 12.1 и 12.2 глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, под-

сыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10 м — от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.

Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах — от дна уровня болота.

При проектировании путепроводов через выемки глубиной до 6 м для свай, забиваемых молотами без подмыва или устройства лидерных скважин, глубину погружения в грунт нижнего конца сваи в таблице следует принимать от уровня природного рельефа в месте сооружения фундамента. Для выемок глубиной более 6 м глубину погружения свай следует принимать как для выемок глубиной 6 м.

3. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести I_L пылевато-глинистых грунтов значения R и f_i в таблицах определяются интерполяцией.

4. Для плотных песчаных грунтов, степень плотности которых определена по данным статического зондирования, значения R по таблице для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличивать на 100%. При определении степени плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения R по таблице следует увеличить на 60%, но не более чем до 20 000 кПа.

5. Значения расчетных сопротивлений R по таблице допускается использовать при условии, если заглубления свай в неразмываемый и несрезаемый грунт составляет не менее: 4,0 м — для мостов и гидротехнических сооружений; 3,0 м — для зданий и прочих сооружений.

6. Значения расчетного сопротивления R под нижним концом забивных свай сечением 0,15×0,15 м и менее, используемых в качестве фундаментов под внутренние перегородки одноэтажных производственных зданий, допускается увеличивать на 20%.

7. Для супесей при числе пластичности $I_p \leq 4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетные сопротивления R и f_i следует определять как для пылеватых песков средней плотности.

u — наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i — расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по табл. 12.2;

h_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи;

γ_{cR} , γ_{cf} — коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетное сопротивление грунта и принимаемые по табл. 12.3.

Свайные ростверки

По положению относительно поверхности земли свайные ростверки разделяются на низкие и высокие. В низком свайном ростверке подошва ростверка располагается ниже отметки спланированного грунта, в высоком — выше. В основном высокие роствер-

Таблица 12.2

Расчетные сопротивления по боковой поверхности свай
(табл. 2 СНиП 2.02.03-85)

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек f_i , кПа									
	Песчаных грунтов средней плотности									
	Крупных и средней крупности	Мелких	Пылеватых	-	-	-	-	-	-	-
0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0		
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2	
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4	
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5	
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5	
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6	
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6	
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6	
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6	
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6	
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6	
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6	
30	93	66	47	34	21	12	8	8	7	
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7	

Примечания:

1. При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай f_i по таблице следует учитывать требования, изложенные в примечаниях 2 и 3 к табл. 12.1.
2. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай f_i пласты грунта следует расчленить на однородные слои толщиной не более 2 м.
3. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай f_i следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в таблице.
4. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15% по сравнению со значениями, приведенными в таблице, при любых показателях текучести.

Таблица 12.3

Коэффициенты условий работы грунта (табл. 3 СНиП 2.02.03-85)

Способы погружения забивных свай	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	Под нижним концом γ_{cr}	На боковой поверхности γ_{cf}
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередач)	1,0	0,9
Для других способов погружения свай значения коэффициентов см. по табл. 3 СНиП 2.02.03-85.		

ки применяют при строительстве мостов и в гидротехническом строительстве. В гражданском строительстве при наличии подвалов внутренние стены могут располагаться на ростверке, поднятом над поверхностью грунта (обычно не более 2 м).

При устройстве ростверка под стены сваи располагаются рядами, обычно в 1 или 2 ряда, либо рядами в шахматном порядке (рис. 12.15). Ростверки под колонны и столбы гражданских и промышленных зданий и сооружений опираются на кусты свай, сваи в которых также располагаются рядами или в шахматном порядке (рис. 12.16, 12.18).

Расстояние между осями забивных висячих свай должно быть не менее $3d$ (где d — или диаметр круглого, или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола сваи), а свай-стоек — не менее $1,5d$.

Расстояние в свету между стволами буровых, набивных свай и свай-оболочек, а также скважинами свай-столбов должно быть не менее 1,0 м.

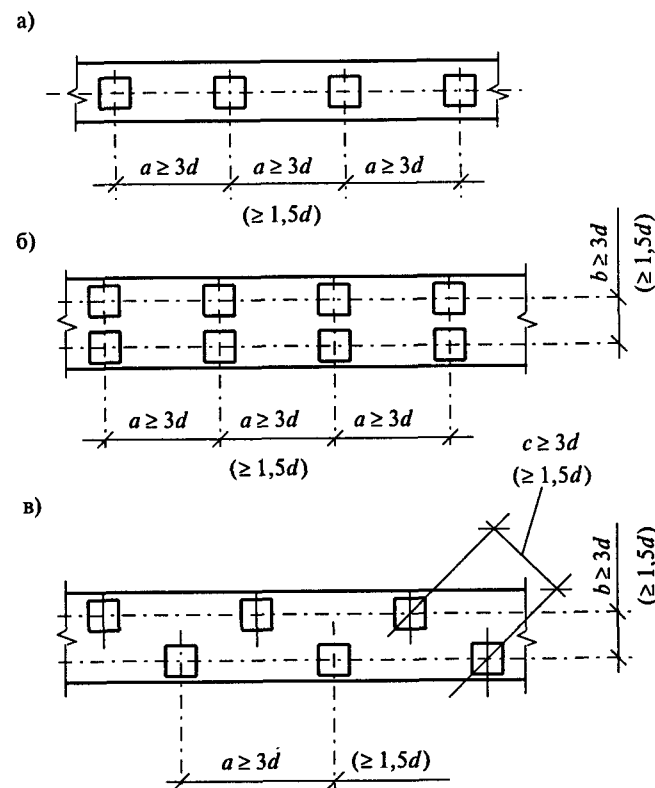


Рис. 12.15. Расположение свай в ленточных ростверках: а) в один ряд; б) в два ряда; в) в шахматном порядке

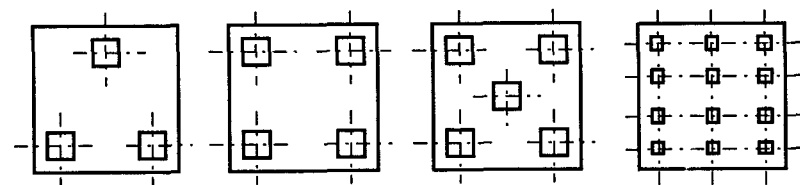


Рис. 12.16. Расположение свай в ростверках под колонны и столбы

Чаще всего ростверки выполняются монолитными, но применяются и сборные ростверки. Монолитные ростверки выполняются из бетона класса не ниже В12,5; сборные — из бетона класса не ниже В15.

Размеры железобетонных забивных свай принимаются обычно 300×300, 350×350, 400×400 мм. Сваи заделываются в ростверк

на 50—100 мм, при этом заделка считается шарнирной. При заделке головы сваи в ростерк не менее чем на 300 мм заделка считается жесткой (рис. 12.17). Выбор типа сопряжения свай с ростерком зависит от конструктивной схемы здания или сооружения, наличия и величины горизонтальных нагрузок, а также соотношения между горизонтальными и вертикальными нагрузками.

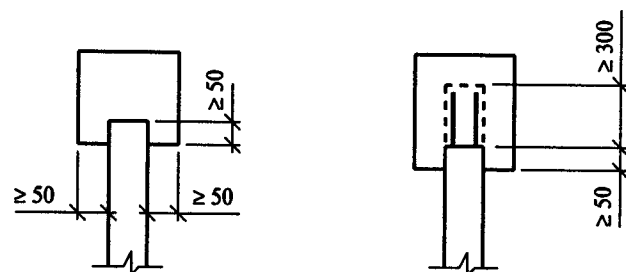


Рис. 12.17. Сопряжение ростерка со сваями:
а) шарнирное сопряжение ростерка со сваями;
б) жесткое сопряжение ростерка со сваями

Ширина ростерков под стены принимается не менее 400 мм, высота не менее 300 мм. Конструкция ростерков под колонны зависит от конструкции и материала колонн и других факторов.

При строительстве на пучинистых грунтах необходимо предусматривать меры, предотвращающие или уменьшающие влияние сил морозного пучения грунта на свайный ростерк (обычно устраивается подготовка из щебня, крупного песка толщиной до 200 мм).

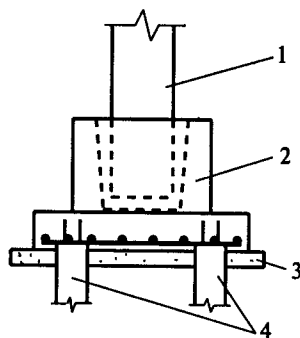


Рис. 12.18. Свайный фундамент под сборную железобетонную колонну:
1 — колонна; 2 — ростерк; 3 — подготовка; 4 — сваи

Расчет свай

1. Расчет свай по несущей способности грунта

Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать исходя из условия

$$N \leq F_d / \gamma_k = P, \quad (12.13)$$

где N — расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании), определяется с учетом нагрузки от собственного веса ростерка;

F_d — несущая способность свай;

P — расчетная нагрузка, допускаемая на сваю по несущей способности грунта, кН;

γ_k — коэффициент надежности, принимается равным 1,4, если несущая способность свай определена расчетом. Более подробные указания по определению коэффициента — см. п. 3.10 СНиП 2.02.03-85.

2. Понятие о расчете свай по прочности материала

В зависимости от прочности материала, размеров сечения, армирования свая способна выдерживать определенную нагрузку. Для железобетонных свай несущая способность по материалу определяется по формуле прочности для сжатых железобетонных элементов со случайным эксцентриситетом (5.14):

$$P = \varphi [R_{sc}(A_s + A'_s) + R_b \gamma_{b2} b h],$$

где φ — коэффициент продольного изгиба ствола свай. В случае если свая погружена в грунт, $\varphi = 1$, так как грунт препятствует продольному изгибу. Если свая выступает над поверхностью грунта или часть ее находится в толще торфов, разжиженных глинистых грунтов, илов или в воде, то для этих участков учитывается продольный изгиб, и коэффициент продольного изгиба φ определяется так же, как для сжатых железобетонных элементов (см. параграф 5.4.3).

3. Количество свай в ростерке

Количество свай n в ростерке при центральном сжатии можно определить по формуле

$$n \geq N_d / P_{min}, \quad (12.14)$$

где N_d — расчетная нагрузка, приходящаяся на свайный фундамент с учетом веса ростерка;

P_{min} — минимальная расчетная нагрузка, которую способна выдерживать свая (по грунту или по материалу).

Для ленточных ростверков нагрузка на свайный фундамент N_d определяется на один погонный метр свайного фундамента и вместо количества свай обычно определяют требуемый шаг свай a :

$$a \leq P_{min} k / N_d, \quad (12.15)$$

где k — число рядов свай. При назначении шагов свай следует учитывать минимально допустимые расстояния между сваями, и если получается, что требуемый по расчету шаг свай меньше допустимого расстояния между ними, следует увеличивать количество рядов свай или изменять конструкцию свай.

Примеры расчета фундаментов

Пример 12.1. Определить размеры подошвы фундамента под сборную железобетонную колонну. Нагрузка на фундамент с учетом коэффициента надежности по ответственности $N = 535,52$ кН (взяты данные примера 5.5). Отношение длины здания к высоте $L/H = 2,4$. Глубина заложения фундамента $d_1 = 1,35$ м. Основанием фундаменту служит мощный слой глины, идущий от поверхности планировки; характеристики глины: $e = 0,85$; $I_L = 0,5$; $\gamma = \gamma_{II} = \gamma'_{II} = 18,23$ кН/м³.

Решение.

1. Определяем сервисную нагрузку:

$$N_{ser} = N/1,2 = 535,52/1,2 = 446,27 \text{ кН};$$

2. По табл. 11.8 определяем расчетное сопротивление грунта $R_0 = 237,6$ кПа (с интерполяцией).

3. Определяем требуемую площадь подошвы фундамента:

$$A_f = \frac{N_{ser}}{R_0 - \gamma_m d_1} = \frac{446,27}{237,6 - 20 \cdot 1,35} = 2,12 \text{ м}^2;$$

принимая фундамент квадратным, $a = b = \sqrt{2,12} = 1,46$ м; округляем требуемые размеры сторон и принимаем фундамент с размерами сторон $1,5 \times 1,5$ м; фактическая площадь принятого фундамента $A_f = 2,25$ м².

4. По табл. 11.6 устанавливаем удельное сцепление и угол внутреннего трения глины: $c_n = c_{II} = 43$ кПа; $\varphi_n = \varphi_{II} = 16^\circ$.

5. Находим коэффициенты γ_{c1} , γ_{c2} (табл. 11.9): $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,06$ (с интерполяцией).

6. Выписываем из табл. 11.10 коэффициенты: $M_\gamma = 0,36$; $M_q = 2,43$; $M_c = 4,99$.

7. Определяем расчетное сопротивление грунта по формуле, приняв $k = 1,1$, $k_z = 1,0$, $d_b = 0$ (так как отсутствует подвал):

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ &= \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,1} [0,36 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 18,23 + 2,43 \cdot 1,35 \cdot 18,23 + (2,43 - 1) \cdot 0 \cdot \\ &\cdot 20,2 + 4,99 \cdot 43] = 328,67 \text{ кПа}; \end{aligned}$$

8. Уточняем требуемые размеры фундамента:

$$A_f = \frac{N_{ser}}{R - \gamma_m d_1} = \frac{446,27}{328,67 - 20 \cdot 1,35} = 1,48 \text{ м}^2;$$

принимая уточненные размеры фундамента $1,3 \times 1,3$ м, площадью $A_f = 1,69$ м². Уточняем значение расчетного сопротивления (оно изменится, так как изменилась принятая ширина фундамента $b = 1,3$ м): $R = 327,15$ кПа.

9. Проверяем подобранный фундамент; средние напряжения под подошвой фундамента p не должны превышать расчетное сопротивление:

$$p = \frac{N_{ser}}{A_f} + \gamma_m d_1 = \frac{446,27}{1,69} + 20 \cdot 1,35 = 291,07 \text{ кПа} < R = 327,15 \text{ кПа}.$$

Вывод. Оставляем размеры фундамента $1,3 \times 1,3$ м. Средние напряжения под подошвой фундамента $p = 291,07$ кПа меньше расчетного сопротивления грунта $R = 327,15$ кПа.

Пример 12.2. Используя данные примера 12.1, определить осадку фундамента методом послойного суммирования. Модуль деформации глины $E = 15$ МПа.

Решение.

1. Определяем нормативную нагрузку с учетом веса фундамента и грунта на его уступах (см. рис. 12.3 и формулу 12.2):

$$\Sigma N_n = N_{ser} + \gamma_m d_1 = 446,27 + 20 \cdot 1,35 = 473,27 \text{ кН}.$$

2. Находим среднее давление под подошвой фундамента:

$$p = \Sigma N_n / A_f = 473,27 / 1,69 = 280,04 \text{ кПа}.$$

3. Определяем дополнительное вертикальное давление на основание $p_0 = p - \sigma_{z,0}$, где $\sigma_{z,0}$ — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{z,0} = \gamma d_1 = 18,23 \cdot 1,35 = 24,61 \text{ кПа};$$

$$p_0 = 280,04 - 24,61 = 255,43 \text{ кПа}.$$

4. Разбиваем сжимаемую толщу грунта на элементарные слои. Ширина подошвы фундамента $b = 1,3$ м, принимаем толщину элементарных слоев $h = 0,4b = 0,4 \cdot 1,3 = 0,52$ м.

5. Определяем ординаты эпюры дополнительных напряжений на границах элементарных слоев $\sigma_z = \alpha p_0$, где коэффициент α определяется по табл. 1 Приложения 2 СНиП 2.02.01-83* в зависимости от отношения сторон фундамента η и коэффициента $\xi = 2h/b$ (соответственно на глубинах от подошвы фундамента: $z = 0$; $z = h = 0,52$ м; $z = 2h = 2 \cdot 0,52 = 1,04$ м; $z = 3h = 3 \cdot 0,52 = 1,56$ м; $z = 4h = 4 \cdot 0,52 = 2,08$ м; $z = 5h = 5 \cdot 0,52 = 2,6$ м; $z = 6h = 6 \cdot 0,52 = 3,12$ м; $z = 3,38$ м).

6. Определяем ординаты эпюры напряжений от собственного веса грунта $\sigma_z = \gamma z + \sigma_{z,0}$, для удобства данные вычислений заносим в таблицу, при этом граница сжимаемой толщи принимается на глубине, где выполняется условие $\sigma_z = 0,2\sigma_{zg}$ (с учетом этого условия высота последнего элементарного слоя принята $0,2b = 0,26$ м).

z_i	$\xi = 2z/b$	α	σ_{zp} (кПа)	σ_{zg} (кПа)	$0,2\sigma_{zg}$ (кПа)	E (кПа)
0	0	1,000	255,43	24,61		15000
0,52	0,8	0,800	204,34	34,09		15000
1,04	1,6	0,449	114,69	43,57		15000
1,56	2,4	0,257	65,65	53,05		15000
2,08	3,2	0,160	40,87	62,53		15000
2,6	4,0	0,108	27,59	72,01		15000
3,12	4,8	0,077	19,67	81,49	16,3	15000
3,38	5,2	0,067	17,24	86,23	17,24	15000

7. Определяем осадку фундамента по уравнению (11.18)

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} h_i}{E_i} = \left(\frac{255,43 + 204,34}{2} 0,52 + \frac{204,34 + 114,69}{2} 0,52 + \right. \\ \left. + \frac{114,69 + 65,65}{2} 0,52 + \frac{65,65 + 40,87}{2} 0,52 + \frac{40,87 + 27,59}{2} 0,52 + \right. \\ \left. + \frac{27,59 + 19,67}{2} 0,52 + \frac{19,67 + 17,24}{2} 0,26 \right) \frac{0,8}{15000} = 0,0166 \text{ м} = 1,66 \text{ см}.$$

Вывод. Осадка фундамента $s = 1,66 \text{ см} < s_u = 10 \text{ см}$ (предельная осадка фундамента s_u определяется по Приложению 4 СНиП 2.02.01-83*).

Пример 12.3. Рассчитать фундамент по материалу под железобетонную колонну гражданского здания по данным примера 12.1. Нагрузка на фундамент с учетом коэффициента надежности по ответственности $N = 535,52 \text{ кН}$. Глубина заложения фундамента $d_1 = 1,35 \text{ м}$. Размеры подошвы фундамента $ab = 1,3 \cdot 1,3 \text{ м}$. Размер сечения колонны $h_c b_c = 300 \cdot 300 \text{ мм}$. Конструкцию фундамента см. на рис. 12.19.

Решение.

1. Определяем давление под подошвой фундамента:

- площадь фундамента $A_f = ab = 1,3 \cdot 1,3 = 1,69 \text{ м}^2$;
- давление $p = N/A_f = 535,52/1,69 = 316,88 \text{ кПа}$.

2. Определяем расчетные сечения фундамента. Рассчитываем сечение, проходящее по краю колонны (1-1) (см. рис. 12.19).

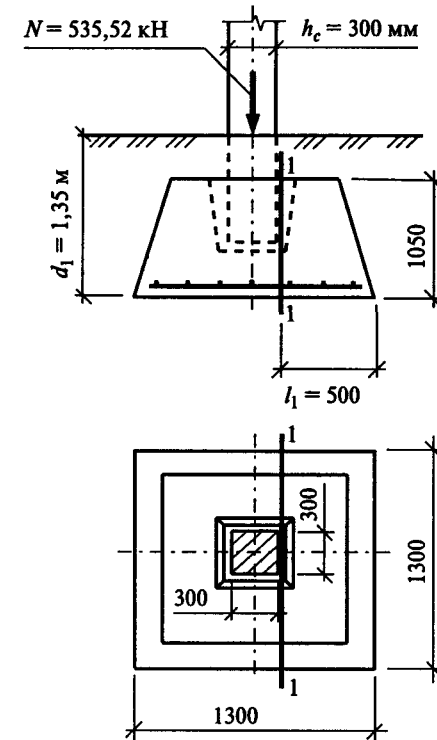


Рис. 12.19. Расчетное сечение фундамента — к примеру 12.3

3. Задаемся защитным слоем бетона $a_b = 3,0 \text{ см}$ (сборный фундамент) и принимаем расстояние от подошвы фундамента до центра тяжести арматуры $a = 4,0 \text{ см}$; находим рабочую высоту фундамента $h_{01} = h_1 - a = 105 - 4,0 = 101 \text{ см}$.

4. Принимаем: класс прочности бетона В20; коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 1,0$; класс арматуры А-III: $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{br} = 0,90 \text{ МПа}$, $R_s = 365 \text{ МПа}$ (табл. 2.6, 2.8);

5. Поперечная сила в рассчитываемом сечении:

$$Q_1 = p l_1 b = 316,88 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 205,97 \text{ кН}.$$

6. Изгибающий момент в сечении 1—1

$$M_1 = Q_1 \frac{l_1}{2} = 205,97 \cdot \frac{0,5}{2} = 51,49 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

7. Требуемая площадь арматуры фундамента в сечении 1—1

$$A_s = \frac{M}{0,9 h_0 R_s} = \frac{5149}{0,9 \cdot 101 \cdot 36,5} = 1,55 \text{ см}^2.$$

8. Принимаем арматуру (в арматурных сетках фундамента рекомендуется назначать шаги стержней арматуры $S = 100, 150, 200$ мм): задаемся шагом стержней арматуры $S = 200$ мм, определяем количество стержней, расположенных в одном направлении арматурной сетки:

$$n_s = \frac{a - 100}{S} + 1 = \frac{1300 - 100}{200} + 1 = 7 \text{ штук};$$

принимаем (по Приложению 3) диаметр арматуры $7\varnothing 10$, А-III; $A_s = 5,5 \text{ см}^2$, что больше, чем требуется по расчету, но соответствует рекомендуемому минимальному диаметру арматуры для арматурных сеток фундамента; конструируем арматурную сетку фундамента (рис. 12.20).

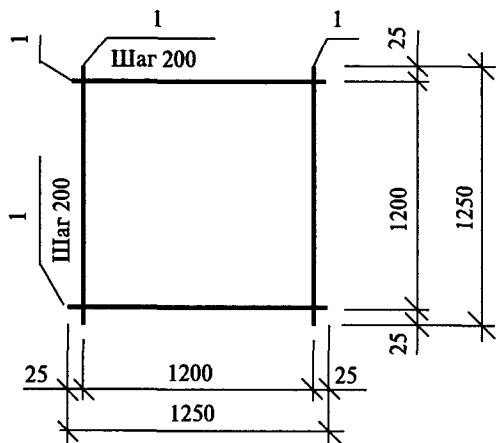


Рис. 12.20. Конструкция арматурной сетки — к примеру 12.3

11. Проверяем фундамент на продавливание; определяем стороны основания пирамиды продавливания (см. рис. 12.9):

$$a_{\text{н.о.п.}} = h_c + 2h_0 = 30 + 2 \cdot 101 = 232 \text{ см} > a = 130 \text{ см};$$

$$b_{\text{н.о.п.}} = a_{\text{н.о.п.}} = 232 \text{ см} > b = 130 \text{ см}.$$

Так как размеры нижнего основания пирамиды продавливания больше размеров подошвы фундамента, значит, пирамида продавливания выходит за пределы фундамента, при этом прочность на продавливание считается обеспеченной.

ливания выходит за пределы фундамента, при этом прочность на продавливание считается обеспеченной.

Пример 12.4. Определить ширину подушки ленточного фундамента под наружную несущую кирпичную стену бесподвального многоэтажного здания (отношение длины здания к высоте $L/H > 4$). Для расчета фундамента определена сервисная нагрузка, приходящаяся на один метр длины верхнего обреза фундамента $N_{\text{сер}} = 280 \text{ кН/м}$ (условно принимаем, что нагрузка приложена по центру тяжести фундамента; фактически ленточные фундаменты под наружные стены часто оказываются внецентренно сжатыми). Геологические условия: 0,2 метра — растительный слой, далее слой маловлажного мелкого песка (плотность песка $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, коэффициент пористости $e = 0,7$). Грунтовые воды расположены на глубине 3,0 м от планировочной отметки (рис. 12.21). Район строительства г. Пермь ($d_{\text{гн}} = 1,9 \text{ м}$); температура внутри помещения 20°С ; пол первого этажа расположен по утепленному цокольному перекрытию.

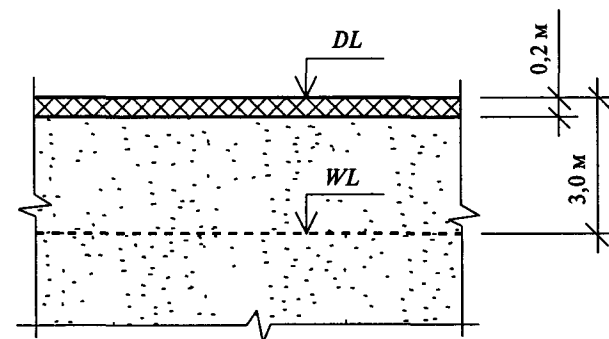


Рис. 12.21 К примеру 12.4

Решение.

1. Определяем глубину заложения фундамента:

а) по геологическим условиям:

геологические условия позволяют заглубить фундамент на наименьшую допускаемую нормами величину — 0,5 м в несущий слой грунта, $d_1 \geq 0,2 + 0,5 = 0,7 \text{ м}$;

б) по климатическим условиям:

в соответствии с табл. 2 СНиП 2.02.01-83* пески мелкие, при глубине расположения уровня грунтовых вод в пределах 2 м ниже расчетной глубины промерзания являются пучинистыми, и фун-

дамент необходимо заглублять не менее чем на расчетную глубину промерзания d_f :

$$d_f = k_h d_{fn} = 0,7 \cdot 1,9 = 1,33 \text{ м},$$

где k_h — коэффициент, определяемый по табл. 1 СНиП 2.02.01-83*;

в) с учетом конструктивных требований принимаем глубину заложения фундамента (фундамент должен быть заглублен на наибольшую из определенных глубин: $\geq 1,33$ м); учитывая стандартные размеры фундаментных блоков и фундаментной подушки, принимаем глубину заложения $d_1 = 1,4$ м (рис. 12.22).

2. По табл. 11.7 определяем расчетное сопротивление грунта R_0 , предназначенное для приближенного определения площади подошвы фундамента. Мелкие пески с коэффициентом пористости $e = 0,7$ относятся к пескам средней плотности (табл. 11.4). $R_0 = 300$ кПа.

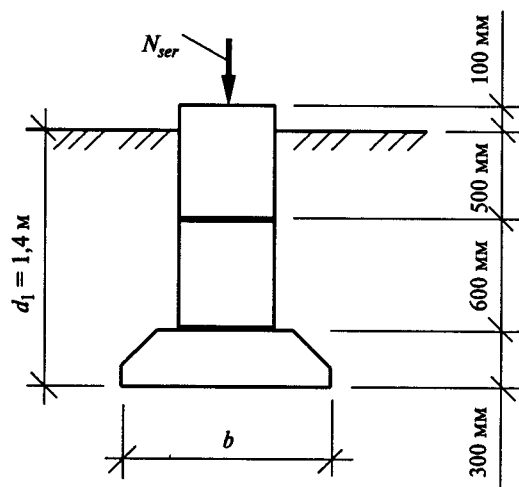


Рис. 12.22. К примеру 12.4

3. Определяем требуемую ширину подушки фундамента b :

$$b = \frac{N_{ser}}{R_0 - \gamma_m d_1} = \frac{280}{300 - 20 \cdot 1,4} = 1,03 \text{ м}.$$

Назначаем ширину подушки $b = 1,0$ м. Ширина подушки может измениться при дальнейшем расчете.

4. По табл. 11.5 определяем удельное сцепление и угол внутреннего трения: $c_{II} = 1,0$ кПа; $\gamma_{II} = 30^\circ$ (величины определены с интерполяцией).

5. Определяем коэффициенты: $\gamma_{c1} = 1,3$; $\gamma_{c2} = 1,1$ (табл. 11.9).

6. Определяем коэффициенты: $M_\gamma = 1,15$; $M_q = 5,59$; $M_c = 7,95$ (табл. 11.10).

7. Принимаем значение коэффициента $k = 1,1$, так как характеристики грунта (c , ϕ) определены по таблице, а не по результатам непосредственного исследования грунта.

8. Коэффициент $k_z = 1,0$, так как ширина фундамента $b < 10$ м.

9. Удельный вес грунта выше и ниже подошвы фундамента одинаковый: $\gamma'_{II} = \gamma_{II} = 18,0$ кН/м³.

10. Определяем расчетное сопротивление R ; так как подвал отсутствует, величина $d_b = 0$:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} [1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 18 + 5,59 \cdot 1,4 \cdot 18 + (5,59 - 1) \cdot 18 \cdot 0 +$$

$$+ 7,95 \cdot 1,0] = 220,4 \text{ кПа}.$$

11. Уточняем ширину подушки ленточного фундамента:

$$b = \frac{N_{ser}}{R - \gamma_m d_1} = \frac{280}{220,4 - 20 \cdot 1,4} = 1,46 \text{ м};$$

принимаем ширину подушки $b = 1,4$ м, и так как ширина подушки изменилась, уточняем величину расчетного сопротивления грунта R , подставив в формулу измененную ширину подушки; $R = 231,1$ кПа.

12. Проверяем подобранную ширину подушки фундамента:

$$p = \frac{N_{ser}}{b} + \gamma_m d_1 = \frac{280}{1,4} + 20 \cdot 1,4 = 228 \text{ кПа} < R = 231,1 \text{ кПа}.$$

Вывод. Среднее давление под подошвой фундамента меньше расчетного сопротивления грунта. Принятая ширина фундаментной подушки $b = 1,4$ м достаточна.

Пример 12.5. Используя данные примера 12.4, рассчитать ленточный фундамент гражданского здания по материалу. Расчетная нагрузка на фундамент $N = 352,8$ кН/м, $\gamma_n = 0,95$. Бетон В15, $\gamma_{b2} = 1,0$; арматура А-III.

Решение.

1. Нагрузка с учетом коэффициента надежности по ответственности γ_n :

$$N = 352,8 \cdot 0,95 = 335,16 \text{ кН/м}.$$

2. Определяем отпор грунта p :

$$p = \frac{N}{b} = \frac{335,16}{1,4} = 239,4 \text{ кПа}.$$

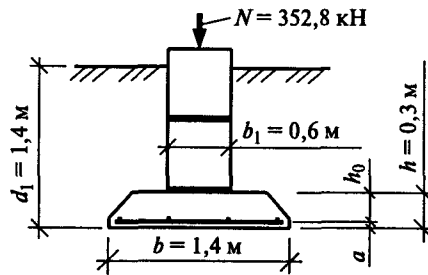


Рис. 12.23. К примеру 12.5

3. Устанавливаем длину консольного участка фундамента:

$$l_1 = (b - b_1)/2 = (1,4 - 0,6)/2 = 0,4 \text{ м.}$$

4. Определяем поперечную силу, приходящуюся на метр длины фундамента:

$$Q = p l_1 \cdot 1,0 \text{ м} = 239,4 \cdot 0,4 \cdot 1,0 = 95,76 \text{ кН.}$$

5. Находим изгибающий момент, действующий по краю фундаментного блока:

$$M = Q \frac{l_1}{2} = 95,76 \cdot \frac{0,4}{2} = 19,15 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

6. Определяем требуемую площадь арматуры подушки:

$$A_s = \frac{M}{0,9 h_0 R_s} = \frac{1915}{0,9 \cdot 26 \cdot 36,5} = 2,24 \text{ см}^2,$$

где $h_0 = h - a = 30 - 4 = 26 \text{ см}$; $R_s = 36,5 \text{ кН/см}^2$ (арматура класса А-III).

Принимаем шаг рабочих стержней в арматурной сетке 200 мм; на 1 м длины фундамента приходится 5 стержней арматуры $\varnothing 10 \text{ мм}$ (Приложение 3), $A_s = 3,93 \text{ см}^2 > A_{s, \text{требуемая}} = 2,24 \text{ см}^2$.

7. Проверяем прочность подушки на действие поперечной силы: $Q \leq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bf} \gamma_{b2} b h_0$ (см. параграф 7.4.9 — примечание к уравнению 7.42), где $b = 100 \text{ см}$ — полоса фундамента длиной в 1 м; $Q = 95,76 \text{ кН} < 0,6 \cdot (1 + 0) \cdot 0,075 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 27 = 121,5 \text{ кН}$ — условие выполняется, прочность обеспечена.

Вывод. Фундаментную подушку армируем арматурной сеткой, в которой рабочая арматура принята $\varnothing 10 \text{ мм}$, А-III, шаг 200 мм.

Пример. 12.6. Проверить возможность надстройки жилого двухэтажного дома. Под домом имеется подвал. Конструкцию фундамента и геологические условия см. на рис. 12.24.

Отношение длины здания к его высоте $L/H = 1,5$. Нагрузка на один погонный метр, приходящаяся на верхний обрез фундамента после надстройки, $N_{ser} = 320 \text{ кН/м}$.

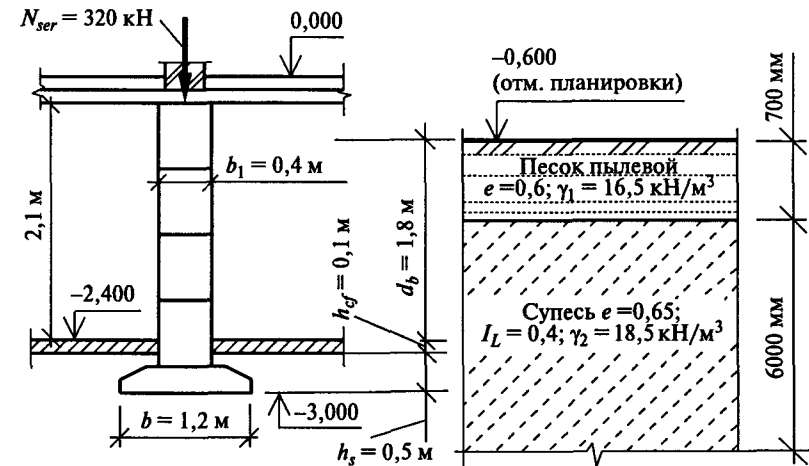


Рис. 12.24. К примеру 12.6

Решение.

1. Для определения расчетного сопротивления грунта находим по табл. 11.6 значение удельного сцепления и угол внутреннего трения; для слоя грунта, на который опирается подошва фундамента (супесь): $c_n = c_{II} = 28 \text{ кПа}$; $\varphi_n = \varphi_{II} = 22^\circ$.

2. Определяем по табл. 11.9 значение коэффициентов γ_{c1} , γ_{c2} : $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,1$.

3. Определяем по табл. 11.10 значение коэффициентов: $M_\gamma = 0,61$; $M_q = 3,44$; $M_c = 6,04$; коэффициент $k = 1,1$, так как значение сцепления и угла внутреннего трения определены по таблицам.

4. Коэффициент $k_z = 1,0$, так как ширина подошвы фундамента меньше 10 м.

5. Находим осредненное значение удельного веса грунта, находящегося выше подошвы фундамента:

$$\gamma'_{II} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) / (h_1 + h_2) = (16,5 \cdot 0,7 + 18,5 \cdot 1,7) / (0,7 + 1,7) = 17,92 \text{ кН/м}^3.$$

6. Принимая удельный вес пола подвала $\gamma_{gf} = 24 \text{ кН/м}^3$ (удельный вес бетона), определяем глубину заложения фундамента от пола подвала: $d_1 = h_s + h_{gf} \gamma_{gf} / \gamma'_{II} = 0,5 + 0,1 \cdot 24 / 17,92 = 0,634 \text{ м}$.

7. Находим расчетное сопротивление грунта:

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ &= \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} [0,61 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 18,5 + 3,44 \cdot 0,634 \cdot 17,92 + \\ &+ (3,44 - 1) \cdot 1,8 \cdot 17,92 + 6,04 \cdot 28] = 360,5 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

8. Проверяем среднее давление под подошвой фундамента. Учитывая, что сервисная нагрузка определена на верхний обрез фундамента, а величина d_1 включает в себя только часть фундамента (от пола подвала до подошвы), дополнительно к сервисной нагрузке добавляем нагрузку от собственного веса фундамента (до пола подвала). Удельный вес бетонных фундаментных блоков $\gamma = 24 \text{ кН/м}^3$; ширина блоков $b_1 = 0,4 \text{ м}$; средний удельный вес бетона и грунта $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$; высота до пола подвала $h = 2,1 \text{ м}$:

$$p = \frac{N_{\text{сер}} + b_1 \gamma h}{b} + \gamma_m d_1 = \frac{320 + 0,4 \cdot 24 \cdot 2,1}{1,2} + 20 \cdot 0,634 = 296,16 \text{ кПа} <$$

$$< R = 360,5 \text{ кПа.}$$

Вывод. Надстройка здания возможна, среднее давление по подошве фундамента не превышает расчетное сопротивление грунта.

Пример 12.7. Назначить длину свай и определить их шаг в ростверке под кирпичную стену. Нагрузка на один погонный метр ростверка $N_1 = 350 \text{ кН/м}$. Сваи забивные, железобетонные, сечением $300 \times 300 \text{ мм}$. Грунтовые условия и размеры сечения ростверка — см. рис. 12.25.

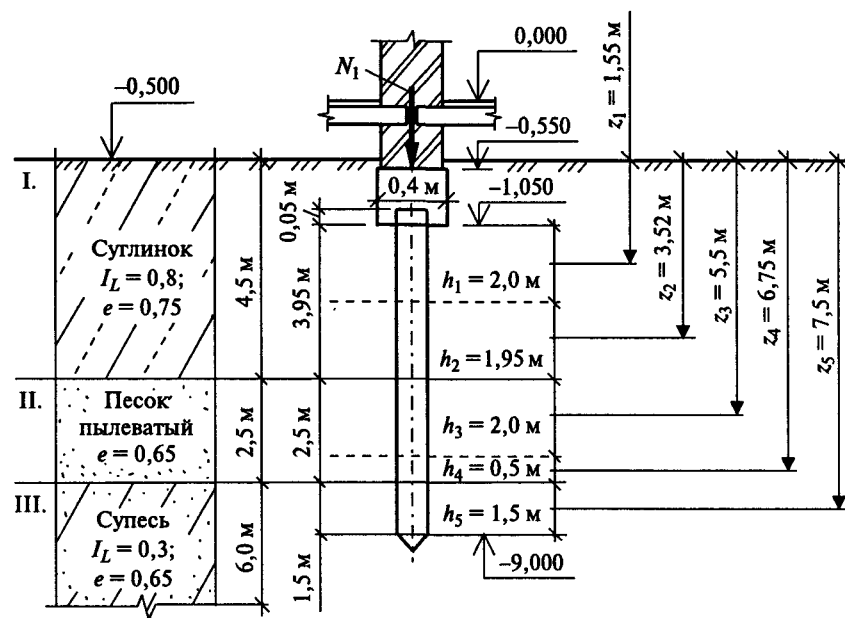


Рис. 12.25. Грунтовые условия, размеры ростверка — к примеру 12.7

Решение.

1. При расчете свайных фундаментов учитываем нагрузку от веса ростверка $N_p = b l \gamma_f = 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,1 = 5,5 \text{ кН/м}$. Итого нагрузка на сваи $N_d = N_1 + N_p = 350 + 5,5 = 355,5 \text{ кН/м}$.

С учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$ нагрузка на сваи $N_d = 355,5 \cdot 0,95 = 337,725 \text{ кН/м}$.

2. Назначаем несущим слоем супесь. В несущий слой сваи должны заглубляться не менее чем на 1 м. Принимаем забивные сваи $l = 8 \text{ м}$, с центральным армированием ствола, сечением $300 \times 300 \text{ мм}$. Голова свай заделывается в ростверк на 50 мм. Так как нижний конец свай опирается на сжимаемые грунты — сваи висячие.

3. Определяем расстояние от планировочной поверхности грунта до острия свай: $z = 8,5 \text{ м}$; по табл. 12.1 находим значение расчетного сопротивления грунта острию свай $R = 3400 \text{ кПа}$ (значение принято с интерполяцией).

4. Пласты грунта, с которыми соприкасается боковая поверхность свай и имеющие высоту более 2 м, разбиваем на слои высотой не более 2 м. Получаем пять слоев (см. рис. 12.25) высотой: $h_1 = 2,0 \text{ м}$; $h_2 = 1,95 \text{ м}$; $h_3 = 2,0 \text{ м}$; $h_4 = 0,5 \text{ м}$; $h_5 = 1,5 \text{ м}$.

5. Определяем расстояние от планировочной поверхности до середины каждого слоя грунта: $z_1 = 1,55 \text{ м}$; $z_2 = 3,52 \text{ м}$; $z_3 = 5,5 \text{ м}$; $z_4 = 6,75 \text{ м}$; $z_5 = 7,75 \text{ м}$.

6. По табл. 12.2 находим значения сопротивления по боковой поверхности для каждого слоя грунта: $f_1 = 4,55 \text{ кПа}$; $f_2 = 7,52 \text{ кПа}$; $f_3 = 30,0 \text{ кПа}$; $f_4 = 31,75 \text{ кПа}$; $f_5 = 43,75 \text{ кПа}$.

7. Устанавливаем по табл. 12.3 значения коэффициентов: $\gamma_{cR} = 1,0$; $\gamma_{cf} = 1,0$; коэффициент $\gamma_c = 1,0$.

8. Площадь свай $A = 0,09 \text{ м}^2$; периметр сечения свай $u = 1,2 \text{ м}$.

9. Несущая способность свай

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) = 1,0 (1,0 \cdot 3400 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 (4,55 \cdot 2,0 + 7,52 \cdot 1,95 + 30,0 \cdot 2,0 + 31,75 \cdot 0,5 + 43,75 \cdot 1,5)) = 504,3 \text{ кН.}$$

10. Определяем нагрузку, которую может выдерживать сваи с учетом коэффициента надежности γ_k ; коэффициент надежности принимается равным $\gamma_k = 1,4$, так как несущая способность свай определена расчетом, $P = F_d / \gamma_k = 504,3 / 1,4 = 360,2 \text{ кН}$; несущая способность висячих свай по грунту обычно меньше несущей способности свай по материалу, поэтому $P_{\min} = P = 360,2 \text{ кН}$.

11. Определяем шаг свай, приняв однорядное расположение свай в ростверке, $a \leq P_{\min} k / N_d = 360,2 \cdot 1 / 337,725 = 1,07 \text{ м}$; для висячих свай минимальный шаг определяется по формуле $a_{\min} = 3d = 3 \cdot 0,3 = 0,9 \text{ м}$; требуемый шаг свай больше минимально допустимого расстояния между осями свай.

Вывод. Устанавливаем сваи в один ряд с шагом $a = 1,07 \text{ м}$.

Пример 12.8. Определить шаг свай в ростверке, используя данные примера 12.7, но при других грунтовых условиях; грунтовые условия изображены на рис. 12.26. Принимаем сваи с центральным армированием, сечением 300×300 мм, бетон сваи В25, арматура — стержень $\varnothing 12$ мм, А-IV.

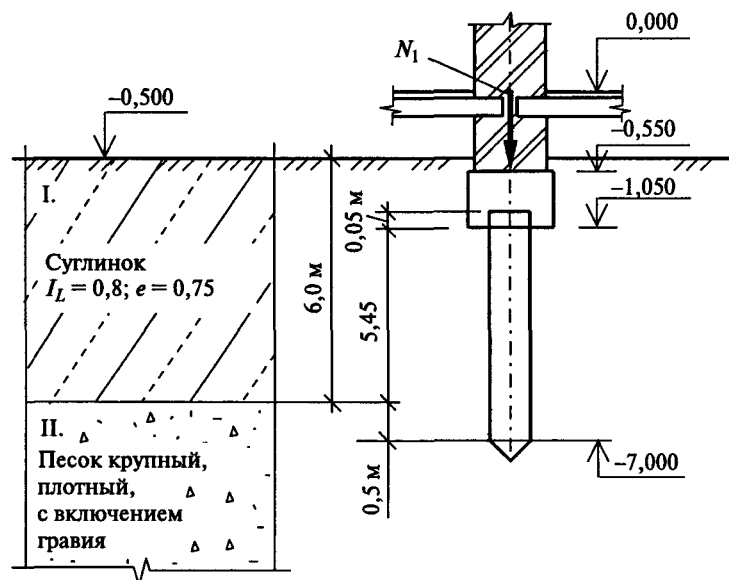


Рис. 12.26. К примеру 12.8

Решение.

1. Назначаем в качестве несущего слоя малосжимаемый грунт — песок плотный с включением гравия. Заглубление нижнего конца сваи в такие грунты принимается не менее 0,5 м. Так как сваи опираются на малосжимаемый грунт, они работают как сваи-стойки. Длину свай принимаем 6,0 м.

2. Для свай-стоек расчетное сопротивление грунта $R = 20\,000$ кПа, площадь сечения сваи $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09$ м², несущая способность сваи F_d вычисляется по формуле (12.11)

$$F_d = \gamma_c R A = 1,0 \cdot 20\,000 \cdot 0,09 = 1800 \text{ кН.}$$

3. С учетом коэффициента надежности свая способна выдерживать нагрузку

$$P = F_d / \gamma_k = 1800 / 1,4 = 1285,7 \text{ кН.}$$

4. Несущая способность сваи по материалу

$$P = \varphi [R_{sc} (A_s + A'_s) + R_b \gamma_{b2} b h] = 1(40 \cdot 1,131 + 1,45 \cdot 1,0 \cdot 30 \cdot 30) = 1350,2 \text{ кН;}$$

несущая способность по грунту меньше несущей способности сваи по материалу, ее и принимаем для определения требуемого шага свай.

5. Определяем требуемый шаг свай:

$a \leq P_{min} k / N_d = 1285,7 \cdot 1 / 337,725 = 3,8$ м, что больше минимального шага свай (для свай стоек $a_{min} \geq 1,5d = 1,5 \cdot 0,3 = 0,45$ м).

Вывод. Требуемый шаг свай $a = 3,8$ м. При окончательном назначении шага свай необходимо учитывать конструкцию здания, его размеры, материал стен; сваи в обязательном порядке ставятся по углам здания, в местах пересечения стен, в панельных зданиях каждая панель должна опираться не менее чем на две сваи. Окончательно принятый шаг свай может быть меньше требуемого.

Пример 12.9. Используя данные по сбору нагрузок из примера 3.7 и несущую способность сваи из примера 12.7, рассчитать свайный фундамент под кирпичную колонну. Нагрузка на ростверк $N_1 = 566,48$ кН; несущая способность сваи с учетом коэффициента надежности $P = 354,76$ кН.

Решение.

1. Назначаем размеры нижней части ростверка 1400×1400 мм, предварительно принимая, что он будет опираться на три сваи, и верхнюю часть ростверка выполняем размером 900×900 мм (рис. 12.27).

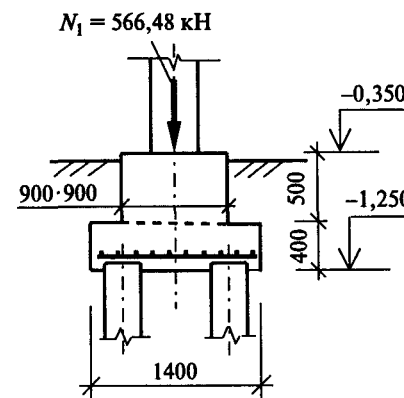


Рис. 12.27. К примеру 12.9

Определяем нагрузку от веса ростверка:

объем ростверка $V_{роств.} = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,5 + 1,4 \cdot 1,4 \cdot 0,4 \approx 1,15$ м³;
вес ростверка $N_p = V_{роств.} \gamma_{ж.б.} \gamma_f = 1,15 \cdot 25 \cdot 1,1 = 31,65$ кН.

2. Нагрузка с учетом веса ростверка

$$N_d = N_1 + N_p = 566,48 + 31,65 = 598,1 \text{ кН;}$$

с учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$
 $N_d = 598,1 \cdot 0,95 = 568,2$ кН.

3. Определяем требуемое количество свай:

$$n \geq N_d / P_{min} = 568,2 / 354,76 = 1,6 \text{ штуки.}$$

4. Принимаем опирание ростверка на 2 сваи; расстояние между осями свай принимаем минимальное $a = 3d = 3 \cdot 300 = 900$ мм (рис. 12.28), корректируем размеры ростверка, принимаем нижнюю часть ростверка 1400×500 мм, верхнюю часть ростверка — размером 900×500 мм.

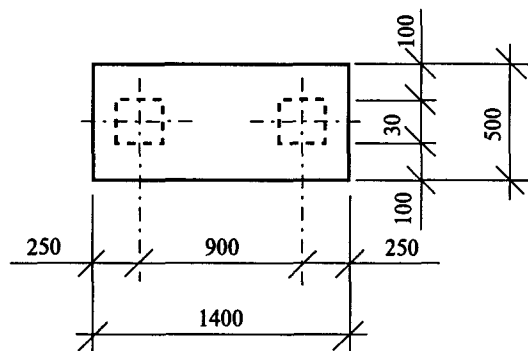


Рис. 12.28. План нижней части ростверка — к примеру 12.9

Задачи для самостоятельной работы

Задача 12.1. Определить размеры подушки ленточного фундамента под наружную стену по следующим данным: район строительства — г. Москва; состав грунтов: сверху насыпной уплотненный грунт, $h = 0,4$ м; ниже — глина: $e = 0,85$, $I_L = 0,6$, $\rho = 1870$ кг/м³; грунтовые воды отсутствуют; пол первого этажа выполнен по грунту; здание без подвала; температура внутри помещения $+20^\circ\text{C}$; отношение размеров здания $L/H = 4,5$; сервисная нагрузка на фундамент $N_{ser} = 280$ кН/м; отметки верха фундамента и планировочная отметка соответственно: $-0,350$; $-0,450$.

Задача 12.2. Проверить достаточность размеров подошвы фундамента под колонну гражданского здания. Нагрузка на колонну $N = 300$ кН; $\gamma_n = 0,95$; грунт основания — суглинок: $e = 0,7$, $I_L = 0,4$, $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 19$ кН/м³; глубина заложения фундамента $d_1 = 1,8$ м; здание без подвала; размеры подошвы фундамента $ab = 1,8 \cdot 1,8$ м.

Задача 12.3. Определить глубину заложения фундамента бесподвального здания по следующим данным: район строительства — г. Уфа; геологические условия сверху вниз: растительный слой: $h_1 = 0,25$ м; песок пылеватый: $h_2 = 0,8$ м, $e = 0,85$, $\rho = 1600$ кг/м³; суглинок: $h_3 = 4,0$ м, $e = 0,85$, $I_L = 0,6$; пол здания выполнен по грунту; здание неотапливаемое; фундамент ленточный из фундаментных блоков и фундаментной подушки (высота блоков: $h = 600$, 300 мм; высота фундаментной подушки 300 мм), отметка верха фундамента совпадает с отметкой планировки грунта.

Задача 12.4. Рассчитать фундамент под колонну жилого дома (определить требуемые размеры подошвы фундамента и выполнить расчет по материалу). Нагрузка на фундамент $N = 500$ кН; $\gamma_n = 0,95$; $N_{ser} = 395,8$ кН; глубина заложения фундамента $d_1 = 1,7$ м; расчетное сопротивление грунта $R = 220$ кПа. Сечение колонны 350×350 мм; сечение подколоники 900×900 мм (рис. 12.29). Бетон фундамента — В15; $\gamma_{b2} = 1,0$; фундамент монолитный. Арматурная сетка из арматуры класса А-II.

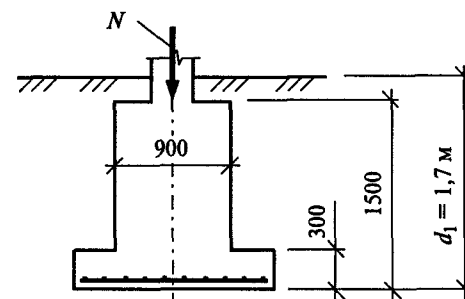


Рис. 12.29. К задаче 12.4

Задача 12.5. Рассчитать сборный ленточный фундамент под внутреннюю стену жилого дома (определить ширину фундаментной подушки и ее арматуру). Нагрузка на 1 погонный метр фундамента $N = 380$ кН/м; $\gamma_n = 0,95$; $N_{ser} = 287$ кН/м; глубина заложения фундамента $d_1 = 1,2$ м; расчетное сопротивление грунта $R = 170$ МПа; бетон В25, $\gamma_{b2} = 1,0$; арматура класса А-III.

Задача 12.6. Определить шаг свай под ленточный ростверк жилого дома; нагрузка на ростверк $N_1 = 280$ кН/м; $\gamma_n = 0,95$; размеры ростверка и грунтовые условия принять по рис. 12.30.

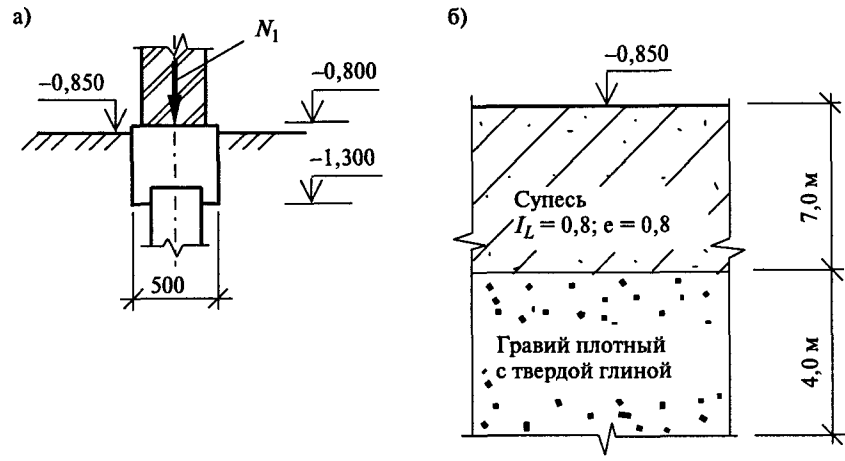


Рис. 12.30. К задаче 12.6:
а) сопряжение ростверка со сваяй; б) грунтовые условия

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

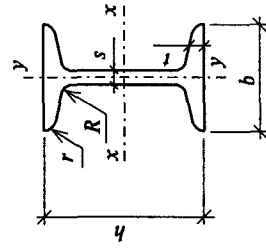


Таблица 1. Двутавры стальные горячекатаные. ГОСТ 8239-89

Обозначения:

h — высота балки;
 b — ширина балки;
 s — толщина стенки;
 t — средняя толщина полки;

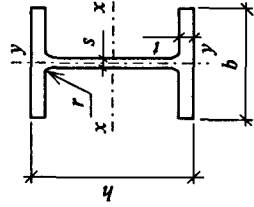
I — момент инерции;
 W — момент сопротивления;
 S — статический момент полусечения;
 i — радиус инерции.

Номер двутавра	Размеры						Площадь поперечного сечения A , см ²	Масса 1 м G , кг/м	Справочные величины для осей						
	мм								х-х			у-у			
									I_{x1} , см ⁴	W_{x1} , см ³	I_{x1} , см	S_{x1} , см ³	I_{y1} , см ⁴	W_{y1} , см ³	
															I_y , см ⁴
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55
16	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27

Примечание.

Площадь поперечного сечения и масса 1 м двутавра вычислены по номинальным размерам; плотность стали принята равной 7,85 г/см³.

Таблица 2. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок типа Б, Ш, ДБ по ГОСТ 26020-83



Обозначения:

h — высота балки;
 b — ширина балки;
 s — толщина стенки;
 t — средняя толщина полки;

I — момент инерции;
 W — момент сопротивления;
 S — статический момент полусечения;
 i — радиус инерции.

Номер профиля	Сталь по ГОСТ 27772-88	Расчетное сопротивление R_y (кгс/см ²)	мм						A , см ²	Справочные величины для осей						G , кг/м	Номер профиля
			h	b	s	t	r	$x-x$			$y-y$						
								I_{x1} , см ⁴		W_{x1} , см ³	I_{x1} , см	S_{x1} , см ³	I_{y1} , см ⁴	W_{y1} , см ³	I_{y1} , см		
Нормальные двутавры Б																	
1051	C235,	230 (2350)	100	55	4,1	5,7	7	10,32	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24	8,1	1051
	1251	C245	240 (2450)	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7,0	1,42	8,7
1451	C235,	230 (2350)	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10,0	1,65	10,5	1451
	C245,	240 (2450)															
	C345-1,	335 (3400)															
	C345-3	335 (3400)															
1651	C245,	240 (2450)	157	82	4,0	5,9	9	16,18	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83	12,7	1651
	C345-1,	335 (3400)															
1851	C345-3	335 (3400)	177	91	4,3	6,5	9	19,58	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18,0	2,04	15,4	1851

Продолжение табл. 2

Номер профиля	Сталь по ГОСТ 27772-88	Расчетное сопротивление R_y (кгс/см ²)	мм					A , см ²	Справочные величины для осей						G , кг/м	Номер профиля	
			h	b	s	t	r		$x-x$			$y-y$					
									I_{x1} , см ⁴	W_{x1} , см ³	I_{x1} , см	S_{x1} , см ³	I_{y1} , см ⁴	W_{y1} , см ³			I_{y1} , см
Нормальные двутавры Б																	
2351	C245,	240 (2450)	230	110	5,6	9	12	32,91	2996	260,5	9,54	147,2	200,3	36,4	2,47	25,8	2351
2651	C255,	250 (2550)	258	120	5,8	8,5	12	35,62	4024	312,0	10,63	176,6	245,6	40,9	2,63	28,0	2651
3051	C285,	280 (2850)	296	140	5,8	8,5	15	41,92	6328	427,0	12,29	240,0	390,0	55,7	3,05	32,9	3051
3551	C345-3, C345-4, C375-3	335 (3400) 335 (3400) 365 (3700)	346	155	6,2	8,5	18	49,53	10060	581,0	14,25	328,6	529,6	68,3	3,27	38,9	3551
3552	C245, C255, C285, C345-1, C345-3, C345-4, C375-3	240 (2450) 250 (2550) 280 (2850) 335 (3400) 335 (3400) 365 (3700)	349	155	6,5	10,0	18	55,17	11550	662,2	14,47	373,0	622,9	80,4	3,36	43,3	3552
4051	C255, C285, C345-1, C345-3, C345-4, C375-3	250 (2550) 280 (2850) 335 (3400) 335 (3400) 365 (3700)	392	165	7,0	9,5	21	61,25	15750	803,6	16,03	456,0	714,9	86,7	3,42	48,1	4051

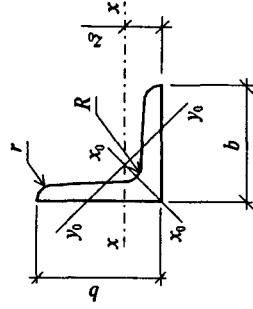
Номер профиля	Сталь по ГОСТ 27772-88	Расчетное сопротивление R_y (кгс/см ²)	мм						A_1 см ²	Справочные величины для осей							G , кг/м	Номер профиля
			h	b	s	t	r	$x-x$				$y-y$						
								I_{x1} см ⁴		W_{x1} см ³	I_{k1} см	S_{x1} см ³	I_{y1} см ⁴	W_{y1} см ³	I_{y1} см			
Нормальные двутавры Б																		
40Б2	C245, C255, C285, C345-1, C345-3, C375-3	240 (2450) 240 (2450) 270 (2750) 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500)	396	165	7,5	11,5	21		69,72	18530	935,7	16,30	529,7	865,0	104,8	3,52	54,7	40Б2
Широкополочные двутавры Ш																		
20Ш1 23Ш1 26Ш1	C245, C255, C285, C345-3, C345-4, C375-3	240 (2450) 250 (2550) 280 (2850) 335 (3400) 335 (3400) 365 (3700)	193 226 251	150 155 180	6 6,5 7,0	9,0 10,0 10,0	13 14 16		38,95 46,08 54,37	2660 4260 6225	275 377 496	8,26 9,62 10,70	153 210 276	507 622 974	67,6 80,2 108,2	3,61 3,67 4,23	30,6 36,2 42,7	20Ш1 23Ш1 26Ш1
26Ш2	C245, C255, C285, C345-3, C375-3	240 (2450) 240 (2450) 270 (2750) 315 (3200) 345 (3500)	255	180	7,5	12,0	16		62,73	7429	583	10,88	325	1168	129,8	4,31	49,2	26Ш2

Номер профиля	Сталь по ГОСТ 27772-88	Расчетное сопротивление R_y (кгс/см ²)	мм						A_1 см ²	Справочные величины для осей						G , кг/м	Номер профиля	
			h	b	s	t	r	$x-x$			$y-y$							
								I_{x_1} см ⁴		W_{x_1} см ³	I_{x_2} см ⁴	S_{x_1} см ³	I_{y_1} см ⁴	W_{y_1} см ³	I_{y_2} см ⁴			
Широкополочные двутавры Ш																		
30Ш1	C245, C255, C285, C345-1, C345-3, C345-4, C375-3	240 (2450) 240 (2450) 270 (2750) 315 (3200) 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500)	291	200	8,0	11,0	18		68,31	10400	715	12,34	398	1470	147,0	4,64	53,6	30Ш1
30Ш2	C245, C255, C285, C345-1, C345-3, C375-3	240 (2450) 240 (2450) 270 (2750) 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500)	295	200	8,5	13,0	18		77,65	12200	827	12,53	462	1737	173,7	4,73	61,0	30Ш2
30Ш3	C245, C255, C285, C345-1, C345-3, C375-3	240 (2450) 240 (2450) 270 (2750) 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500)	299	200	9,0	15,0	18		87,0	14040	939	12,70	526	2004	200,4	4,80	68,3	30Ш3
35Ш1	C245, C255, C285, C345-1, C345-3, C375-3	270 (2750) 270 (2750) 315 (3200) 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500)	338	250	9,5	12,5	20		95,67	19790	1171	14,38	651	3260	261	5,84	75,1	35Ш1
35Ш2	C245-1, C345-3, C345-4, C375-3	315 (3200) 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500)	341	250	10,0	14,0	20		104,74	22070	1295	14,52	721	3650	292	5,90	82,2	35Ш2
35Ш3	C245-1, C345-3, C345-4, C375-3	315 (3200) 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500)	345	250	10,5	16,0	20		116,30	25140	1458	14,70	813	4170	334	5,99	91,3	35Ш3
40Ш1	C245-1, C345-3, C345-4, C375-3	315 (3200) 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500)	388	300	9,5	14,0	22		122,40	34360	1771	16,76	976	6306	420	7,18	96,1	40Ш1
40Ш2	C245-1, C345-3, C345-4, C375-3	315 (3200) 315 (3200) 315 (3200) 345 (3500)	392	300	11,5	16,0	22		141,60	39700	2025	16,75	1125	7209	481	7,14	111,1	40Ш2
40Ш3	C345-1, C345-3, C375-3	315 (3200) 315 (3200) 345 (3500)	396	300	12,5	18,0	22		157,20	44740	2260	16,87	1259	8111	541	7,18	123,4	40Ш3
50Ш1	C345-3	315 (3200)	484	300	11,0	15,0	26		145,70	60930	2518	20,45	1403	6762	451	6,81	114,4	50Ш1
50Ш2	C345-3	315 (3200)	489	300	14,5	17,5	26		176,60	72530	2967	20,26	1676	7900	526	6,69	138,7	50Ш2
50Ш3	C345-3	315 (3200)	495	300	15,5	20,5	26		199,20	84200	3402	20,56	1923	9250	617	6,81	156,4	50Ш3
50Ш4	C345-3	300 (3050)	501	300	16,5	23,5	26		221,70	96150	3838	20,82	2173	10600	707	6,92	174,1	50Ш4

Номер профиля	Сталь по ГОСТ 27772-88	Расчетное сопротивление R_y (кгс/см ²)	мм							A_1 , см ²	Справочные величины для осей							G, кг/м	Номер профиля
			h	b	s	t	r	x-x				y-y							
								I_x , см ⁴	W_{x1} , см ³		I_{x1} , см	S_{x1} , см ³	I_y , см ⁴	W_{y1} , см ³	I_{y1} , см				
Широкополочные двутавры Ш																			
60Ш1	C345-3	315 (3200)	580	320	12,0	17,0	28	181,10	107300	3701	24,35	2068	9302	581	7,17	142,1	60Ш1		
60Ш2	C345-3	300 (3050)	587	320	16,0	20,5	28	225,30	131800	4490	24,19	2544	11230	702	7,06	176,9	60Ш2		
60Ш3			595	320	18,0	24,5	28	261,80	156900	5273	24,48	2997	13420	839	7,16	205,5	60Ш3		
60Ш4			603	320	20,0	28,5	28	298,34	182500	6055	24,73	3455	15620	976	7,23	234,2	60Ш4		
70Ш1	C345-3	315 (3200)	683	320	13,5	19,0	30	216,40	172000	5036	28,19	2843	10400	650	6,93	169,9	70Ш1		
70Ш2	C345-3	300 (3050)	691	320	15,0	23,0	30	251,70	205500	5949	28,58	3360	12590	787	7,07	197,6	70Ш2		
70Ш3			700	320	18,0	27,5	30	299,80	247100	7059	28,72	4017	15070	942	7,09	235,4	70Ш3		
70Ш4			708	320	20,5	31,5	30	341,60	284400	8033	28,85	4598	17270	1079	7,11	268,1	70Ш4		
70Ш5			718	320	23,0	36,5	30	389,7	330600	9210	29,13	5298	20020	1251	7,17	305,9	70Ш5		
Колонные двутавры К																			
20К1	C245, C255, C345-3, C345-4	240 (2450), 250 (2550), 335 (3400), 335 (3400)	195	200	6,5	10,0	13	52,82	3820	392	8,50	216	1334	133	5,03	41,5	20К1		
20К2	C245, C255, C345-3	240 (2450), 240 (2450), 315 (3200)	198	200	7,0	11,5	13	59,70	4422	447	8,61	247	1534	153	5,07	46,9	20К2		
23К1	C245, C255, C345-3, C345-4	240 (2450), 240 (2450), 315 (3200)	227	240	7,0	10,5	14	66,51	65,89	580	9,95	318	2421	202	6,03	52,2	23К1		

Номер профиля	Сталь по ГОСТ 27772-88	Расчетное сопротивление R_y (кгс/см ²)	мм							A_x см ²	Справочные величины для осей							G_x кг/м	Номер профиля
			h	b	s	t	r	x-x				y-y							
								I_{x_1} см ⁴	W_{x_1} см ³		I_{x_2} см ⁴	S_{x_2} см ³	I_{y_1} см ⁴	W_{y_1} см ³	I_{y_2} см ⁴				
Колонные двутавры К																			
23K2	C245, C255, C345-3	240 (2450) 240 (2450) 315 (3200)	230	240	8,0	12,0	14	75,77	7601	661	10,02	365	2766	231	6,04	59,5	23K2		
26K1	C245, C255, C345-1, C345-3	240 (2450) 240 (2450) 315 (3200) 315 (3200)	255	260	8,0	12,0	16	83,08	10300	809	11,14	445	3517	271	6,51	65,2	26K1		
26K2			258	260	9,0	13,5	16	93,19	11700	907	11,21	501	3957	304	6,52	73,2	26K2		
26K3			262	260	10,0	15,5	16	105,90	13560	1035	11,32	576	4544	349	6,55	83,1	26K3		
30K1			296	300	9,0	13,5	18	108,00	18110	1223	12,95	672	6079	405	7,50	84,8	30K1		
30K2			300	300	10,0	15,5	18	122,70	20930	1395	13,06	771	6980	465	7,54	96,3	30K2		
30K3			304	300	11,5	17,5	18	138,72	23910	1573	13,12	874	7881	525	7,54	108,9	30K3		
35K1			343	350	10,0	5,0	20	139,70	31610	1843	15,04	1010	10720	613	8,76	109,7	35K1		
35K2	C255, C345-1, C345-3	240 (2450) 315 (3200) 315 (3200)	348	350	11,0	17,5	20	160,40	37090	2132	15,21	1173	12510	715	8,83	125,9	35K2		
40K1			393	400	11,0	16,5	22	175,80	52400	2664	17,26	1457	17610	880	10,00	138,0	40K1		
40K2			400	400	13,0	20,0	22	210,96	64140	3207	17,44	1767	21350	1067	10,06	165,6	40K2		
40K4	C345-3	300 (3050)	419	400	19,0	29,5	22	308,60	98340	4694	17,85	2642	31500	1575	10,10	242,2	40K4		
40K5			431	400	23,0	35,5	22	371,00	121570	5642	18,10	3217	37910	1896	10,11	291,2	40K5		
Двутавры дополнительные ДБ																			
35ДБ1	C255, C345-3	250 (2450) 335 (3400)	349	127	5,8	8,5	15	42,78	8540	489,4	14,13	279,4	291,5	45,9	2,61	33,6	35ДБ1		
40ДБ1			399	139	6,2	9,0	15	50,58	13050	654,2	16,06	374,5	404,4	58,2	2,83	39,7	40ДБ1		
45ДБ1	C255, C345-3	240 (2450)	450	152	7,4	11,0	15	67,05	21810	969,2	18,04	556,8	646,2	85,0	3,10	52,6	45ДБ1		
45ДБ2	C345-3	315 (3200)	450	180	7,6	13,3	18	82,80	28840	1280,0	18,70	722	1300,0	144,0	3,96	65,0	45ДБ2		

Таблица 3. Сталь прокатная угловая. ГОСТ 8509-86



Обозначения:

h — высота балки;
 b — ширина балки;
 s — толщина стенки;
 t — средняя толщина полки;

I — момент инерции;
 W — момент сопротивления;
 S — статический момент полусечения;
 i — радиус инерции.

Номер профиля	Сталь по ГОСТ 27772-88	Расчетное сопротивление $R_y, \text{МПа (кгс/см}^2\text{)}$	R_t , мм	r , мм	A , см ²	Справочные величины для осей													
						x-x			x0-x0			y0-y0			I_{xy} , см ⁴		z_0 , см	G , кг/м	
						I_{x1} , см ⁴	W_{x1} , см ³	I_{x1} , см	I_{x0} max, см ⁴	I_{x0} max, см	I_{y0} min, см ⁴	W_{y0} , см ³	I_{y0} min, см						
50x50x5	C235,	230 (2350)	5,5	1,8	4,80	11,20	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,30	0,98	6,57	1,42	3,77	2,45	2,53	2,61
	C245,	240 (2450)																	
	C275,	270 (2750)																	
	C345-1,	335 (3400)																	
	C345-3,	335 (3400)																	
	C345-4,	335 (3400)																	
	C375-3	365 (3700)																	
63x63x5 70x70x5	C235,	230 (2350)	7,0	2,3	6,13	23,10	5,05	1,94	36,80	2,44	9,52	3,87	1,25	13,70	1,74	4,81	2,96	3,04	3,12
	C245,	240 (2450)	8,0	2,7	6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	18,70	1,90	5,38	3,23	3,3	3,38

Продолжение табл. 3

Номер профиля	Сталь по ГОСТ 27772-88	Расчетное R _y , МПа (кгс/см ²)	R _t , r, мм	A, см ²	Справочные величины для осей														
					G, кг/м	x-x			x0-x0			y0-y0							I _{xy} , см ⁴
						I _x , см ⁴	W _x , см ³	I _x , см	I _{x0} max, см ⁴	I _{x0} max, см	I _{y0} min, см ⁴	W _{y0} , см ³	I _{y0} min, см						
														10	12	14			
63х63х5 70х70х5	C235,	230 (2350)	7,0	2,3	6,13	23,10	5,05	1,94	36,80	2,44	9,52	3,87	1,25	13,70	1,74	4,81	2,96	3,04	3,12
	C245,	240 (2450)	8,0	2,7	6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	18,70	1,90	5,38	3,23	3,3	3,38
	C275,	270 (2750)																	
	C345-1,	335 (3400)																	
	C345-3,	335 (3400)																	
	C345-4,	335 (3400)																	
	C375-3	365 (3700)																	
75х75х6 80х80х6	C275,	270 (2750)	9,0	3,0	8,78	46,57	8,57	2,30	73,67	2,90	19,28	6,62	1,48	27,30	2,06	6,89	3,44	3,52	3,6
	C345-1,	335 (3400)	9,0	3,0	9,38	56,97	9,80	2,47	90,40	3,11	29,54	7,60	1,58	33,40	2,19	7,36	3,65	3,72	3,8
	C345-3,	335 (3400)																	
	C345-4,	335 (3400)																	
90х90х6 90х90х7 100х100х7 C275, 100х100х8 110х110х8 C345-1 125х125х8 C345-3 125х125х9 C345-4, 140х140х9 C375-3 140х140х10	C245,	240 (2450)	10	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130,0	3,50	33,97	9,88	1,79	48,10	2,43	8,33	4,04	4,11	4,19
	C255,	250 (2550)	10	3,3	12,28	94,30	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,40	2,47	9,64	4,06	4,13	4,21
	C275,	270 (2750)	12	4,0	13,75	130,6	17,90	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	76,40	2,71	10,79	4,45	4,52	4,59
	C285,	280 (2850)	12	4,0	15,60	147,2	20,30	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,30	2,75	12,25	4,47	4,54	4,62
	C345-1	335 (3400)	12	4,0	17,20	198,2	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116,00	3,00	13,50	4,87	4,95	5,02
	C345-3	335 (3400)	14	4,6	19,69	294,4	32,20	3,87	466,76	4,87	121,98	25,67	2,49	172,00	3,36	15,46	5,46	5,53	5,6
	C345-4,	335 (3400)	14	4,6	22,0	327,5	36,00	3,86	520,00	4,86	135,88	28,26	2,48	192,00	3,40	17,30	5,48	5,56	5,63
	C375-3	365 (3700)	14	4,6	24,75	465,7	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274,00	3,78	19,41	6,1	6,16	6,24
			14	4,6	27,33	512,3	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301,00	3,82	21,45	6,12	6,19	6,26

Номер профиля	Сталь по ГОСТ 27772-88	Расчетное сопротивление R_y , МПа (кгс/см ²)	R_t , мм	r , мм	A , см ²	Справочные величины для осей													
						x-x			x_0-x_0			y_0-y_0					I_{xy} , см ⁴	G , кг/м	
																			I_{x1} , см ⁴
160x160x10	C245, C255, C275, C285, C345-1 C345-3	240 (2450) 250 (2550) 270 (2750) 280 (2850) 335 (3400) 335 (3400)	16	5,3	31,43	774,2	66,19	4,96	1229,1	6,25	319,38	52,52	3,19	455,00	4,30	24,67	6,91	6,97	7,05

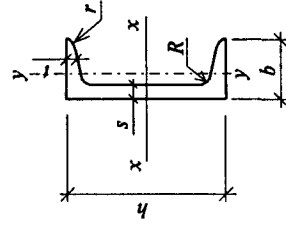


Таблица 4. Швеллеры с уклоном внутренних граней полок. ГОСТ 8240-97

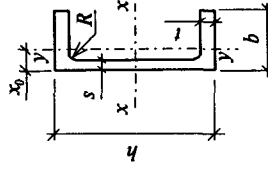
Обозначения:

h — высота балки;
 b — ширина балки;
 s — толщина стенки;
 t — средняя толщина полки;
 I — момент инерции;
 W — момент сопротивления;
 S — статический момент полусечения;
 i — радиус инерции.

Номер швеллера серии У	h	b	s	t	Не более		Площадь поперечного сечения А, см²	Масса 1 м, кг	Справочные величины для осей						X ₀ , см	
					R	r			X-X			Y-Y				
									I _x , см⁴	W _x , см³	I _x , см	S _x , см³	I _y , см⁴	W _y , см³		I ₀ , см
5У	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16
6,5У	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	5,90	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24
8У	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	23,30	12,80	4,75	1,19	1,31
10У	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,90	8,59	174,0	34,8	3,99	29,40	20,40	6,46	1,37	1,44
12У	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,30	10,40	304,0	50,6	4,78	29,60	31,20	8,52	1,53	1,54
14У	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,60	12,30	491,0	70,2	5,60	40,80	45,40	11,00	1,70	1,67
16У	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,10	14,20	747,0	93,4	6,42	54,10	63,30	13,80	1,87	1,80
16аУ	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,50	15,30	823,0	103,0	6,49	59,40	78,80	16,40	2,01	2,00
18У	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,24	69,80	86,00	17,00	2,04	1,94
18аУ	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,20	17,40	1190,0	132,0	7,32	76,10	105,00	20,00	2,18	2,13
20У	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,40	18,40	1520,0	152,0	8,07	87,80	113,00	20,50	2,20	2,07

Номер швеллера	h	b	s	t	мм			Площадь поперечного сечения A, см²	Масса 1 м, кг	Справочные величины для осей							x ₀ , см							
										x-x				y-y										
																		I _x , см⁴	W _x , см³	I _k , см	S _x , см³	I _y , см⁴	W _y , см³	I ₀ , см
22У	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,70	21,00	2110,0	192,0	8,89	110,00	151,00	25,10	2,37	2,21								
24У	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,60	24,00	2900,0	242,0	9,73	139,00	208,00	31,60	2,60	2,42								
27У	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,20	27,70	4160,0	308,0	10,90	178,00	262,00	37,30	2,73	2,47								
30У	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,50	31,80	5810,0	387,0	12,00	224,00	327,00	43,60	2,84	2,52								
33У	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,50	36,50	7980,0	484,0	13,10	281,00	410,00	51,80	2,97	2,59								
36У	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,40	41,90	10820,0	601,0	14,20	350,00	513,00	61,70	3,10	2,68								
40У	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,50	48,30	15220,0	761,0	15,70	444,00	642,00	73,40	3,23	2,75								

Таблица 5. Швеллеры с параллельными гранями полок. ГОСТ 8240-97



Обозначения:

 h — высота балки; I — момент инерции; b — ширина балки; W — момент сопротивления; s — толщина стенки; S — статический момент полусечения; t — средняя толщина полки; i — радиус инерции.

Номер швеллера	h	b	s	t	мм		Площадь поперечного сечения А, см²	Масса 1 м, кг	Справочные величины для осей							x₀, см
									x-x				y-y			
									I _x , см⁴	W _x , см³	I _x , см	S _x , см³	I _y , см⁴	W _y , см³	I _o , см	
5П	50	32	4,4	7,0	6,0	3,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,61	5,95	2,99	0,98	1,21
6,5П	65	36	4,4	7,2	6,0	3,5	7,51	5,90	48,8	15,0	2,55	9,02	9,35	4,06	1,12	1,29
8П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,30	13,90	3,31	1,24	1,38
10П	100	46	4,5	7,6	7,0	4,0	10,90	8,59	175,0	34,9	3,99	20,50	22,60	7,37	1,44	1,53
12П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,30	10,40	305,0	50,8	4,79	29,70	34,90	9,84	1,62	1,66
14П	140	58	4,9	8,1	8,0	4,5	15,60	12,30	493,0	70,4	5,61	40,90	51,50	12,90	1,81	1,82
16П	160	64	5,0	8,4	8,5	5,0	18,10	14,20	750,0	93,8	6,44	54,30	72,80	16,40	2,00	1,97
16аП	160	68	5,0	9,0	8,5	5,0	19,50	15,30	827,0	103,0	6,51	59,50	90,50	19,60	2,15	2,19
18П	180	70	5,1	8,7	9,0	5,0	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,26	70,00	100,00	20,60	2,20	2,14
18аП	180	74	5,1	9,3	9,0	5,0	22,20	17,40	1200,0	133,0	7,34	76,30	123,00	24,30	2,35	2,36
20П	200	76	5,2	9,0	9,5	5,5	23,40	18,40	1530,0	153,0	8,08	88,00	134,00	25,20	2,39	2,30
22П	220	82	5,4	9,5	10,0	6,0	26,70	21,00	2120,0	193,0	8,90	111,00	178,00	31,00	2,58	2,47

Номер шпалера серии П	h	b	s	t	R	r	мм	Площадь поперечного сечения А, см²	Масса 1 м, кг	Справочные величины для осей							x ₀ , см
										x-x				y-y			
										I _x , см⁴	W _x , см³	i _x , см	S _x , см³	I _y , см⁴	W _y , см³	i _y , см	
24П	240	90	5,6	10,0	10,5	6,0		30,60	24,00	2910,0	243,0	9,75	139,00	248,00	39,50	2,85	2,72
27П	270	95	6,0	10,5	11,0	6,5		35,20	27,70	4180,0	310,0	10,90	178,00	314,00	46,70	2,99	2,78
30П	300	100	6,5	11,0	12,0	7,0		40,50	31,80	5830,0	389,0	12,00	224,00	393,00	54,80	3,12	2,83
33П	330	105	7,0	11,7	13,0	7,5		46,50	36,50	8010,0	486,0	13,10	281,00	491,00	64,60	3,25	2,90
36П	360	110	7,5	12,6	14,0	8,5		53,40	41,90	10850,0	603,0	14,30	350,00	611,00	76,30	3,38	2,99
40П	400	115	8,0	13,5	15,0	9,0		61,50	48,30	15260,0	763,0	15,80	445,00	760,00	89,90	3,51	3,05

Приложение 2

Таблица 1. Рекомендуемый сортамент пиломатериалов для деревянных конструкций по ГОСТ 244454-80

Толщина, мм	Ширина, мм						
	100	125	150	175	200	225	250
19	100	125	150	–	–	–	–
22	100	125	150	175	200	225	–
25	100	125	150	175	200	225	–
32	100	125	150	175	200	225	–
40	100	125	150	175	200	225	–
44	100	125	150	175	200	225	–
50	100	125	150	175	200	225	250
60	100	125	150	175	200	225	250
75	100	125	150	175	200	225	250
100	100	125	150	175	200	225	250
125	100	125	150	175	200	225	250
150	100	125	150	175	200	225	250
175	–	–	–	175	200	225	250
200	–	–	–	–	200	225	250
250	–	–	–	–	–	–	250

Таблица 1. Сортамент арматуры

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения (см²) при числе стержней										Масса 1 м, кг	Арматура									
												Стержневая классов					Проволочная классов				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Bp-I	B-II	Bp-II	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	-	-	-	-	-	-	x	-	-	
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	-	-	-	-	-	-	x	x	-	
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	-	-	-	-	-	-	x	x	x	
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	-	-	-	-	-	-	x	x	x	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	-	-	-	-	-	-	x	x	x	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	-	-	-	-	-	-	x	x	x	
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	x	x	x	x	x	x	-	-	-	
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	x	x	x	x	x	x	-	-	-	
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	x	x	x	x	x	x	-	-	-	
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	x	x	x	x	x	x	-	-	-	
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	x	x	x	x	x	x	-	-	-	
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	x	x	x	x	x	x	-	-	-	
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,865	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Примечание.

Знаком «х» отмечены прокатываемые диаметры.

ЛИТЕРАТУРА

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. — М.: Стройиздат, 1991.
2. Берлинов М.В., Ягулов Б.А. Примеры расчета оснований и фундаментов. — М.: Агропромиздат, 1990.
3. Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г., Рамшин В.И. Железобетонные и каменные конструкции. — М.: Высшая школа, 2004.
4. Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции. — Киев, Будивельник, 1990.
5. Демидов Н.Н., Деминов П.Д., Никифоров В.Г. Строительные конструкции с элементами статики сооружений. — М.: Высшая школа, 1989.
6. Доркин В.В., Добромислов А.Н. Сборник задач по строительным конструкциям. — М.: Стройиздат, 1986.
7. Зайцев Ю.В. Строительные конструкции зданий и сооружений. — М.: Высшая школа, 1992.
8. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1989.
9. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций. — М.: Стройиздат, 1991.
10. Сетков В.И. Сборник задач по технической механике. — М.: Академия, 2003.
11. Индустриальные деревянные конструкции / Под. ред. канд. техн. наук проф. Ю.В. Слишкоухого. — М.: Стройиздат, 1991.
12. Цай Т.Н., Боролич М.К., Мандриков А.П. Строительные конструкции. Т. 1. — М.: Стройиздат, 1984.
13. Цай Т.Н. Строительные конструкции. Т. 2. — М.: Стройиздат, 1985.
14. Основания и фундаменты. Справочник / Под ред. проф. Г.И. Шведова. — М.: Высшая школа, 1991.
- СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия.
- СНиП II-23-81*. Стальные конструкции.
- СНиП 2.03.06-85. Аллюминиевые конструкции.
- СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии.
- СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.
- СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции.
- СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.
- СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений.
- СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты.
- ГОСТ 21.101-97. СПДС. Основные требования к проектной и рабочей документации.

Учебное издание

**Владимир Иванович Сетков
Евгений Петрович Сербин**

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ
РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ**

Учебник

2-е издание

**Редактор *В.Ю. Мазена*
Корректор *Л.С. Куликова*
Верстка *А.О. Муравенко***

ЛР № 070824 от 21.01.93

Сдано в набор 10.02.2004.

Подписано в печать 31.08.2004.

Формат 60х90/16. Печать офсетная. Бумага типографская № 2.

Гарнитура «Newton». Усл. печ. л. 28,0. Уч.-изд. л. 28,41.

Тираж 100 000 экз. (1 – 5000 экз.).

Заказ № 4504058.

**Издательский Дом «ИНФРА-М»
127214, Москва, Дмитровское ш., 107.**

Тел.: (095) 485-70-63; 485-71-77.

Факс: (095) 485-53-18.

E-mail: books@infra-m.ru

<http://www.infra-m.ru>

**Отпечатано с готовых диапозитивов
на ФГУИПП «Нижполиграф».
603006, Нижний Новгород, ул. Варварская, 32.**